A. hydr.

Handbuch

8° 473b - 3,1,1

Hbl

A. hydr. 48 4a 4° Handb

HANDBUCH

der

INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

1/11

Dritter Band:

Der Wasserbau.

Erste Abteilung,

1. Hälfte:

Voruntersuchungen, Binnengewässer, Stauwerke

herausgegeben von

L. Franzius, A. Frühling, J. Schlichting und Ed. Sonne.

Dritte vermehrte Auflage.

Mit 160 Textfiguren, Sachregister und 14 lithographierten Tafeln.

Leipzig

Verlag von Wilhelm Engelmann

1892.

2. Hälfte: **Wasserversorgung und Entwässerung der Städte** ist unter der Presse.

119 745 J 144

BIBLIOTHECA
REGIA
MONACENSIS

BIBLIOTHECA
REGIA
MONACENSIS

HANDBUCH

DER

INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

Dritter Band:

Der Wasserbau.

Herausgegeben

von

L. Franzius, A. Frühling, J. Schlichting und Ed. Sonne.

Erste Abteilung. 1. Hälfte.

Dritte vermehrte Auflage.

Leipzig.
Verlag von Wilhelm Engelmann.
1892.

DER

WASSERBAU.

III. Band des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften.

Erste Abteilung.

1. Hälfte.

Voruntersuchungen. Binnengewässer. Stauwerke.

In Verein mit

P. Gerhardt, G. Tolkmitt und **Chr. Havestadt**

herausgegeben von

Oberbaudirektor **L. Franzius** in Bremen,
Stadtbaurat a. D. **A. Frühling** in Dresden,
Professor **J. Schlichting** in Berlin,
Geh. Baurat Professor **Ed. Sonne** in Darmstadt.

Dritte vermehrte Auflage.

Mit 160 Textfiguren, Sachregister und 14 lithographierten Tafeln.

Leipzig.

Verlag von Wilhelm Engelmann.

1892.

Alle Rechte, insbesondere das Recht der Übersetzung, sind vorbehalten.

BIBLIOTHECA REGIA MONACENSIS

Vorwort.

Bei Bearbeitung der dritten Auflage unseres Wasserbaus sind wesentliche Änderungen der zweiten Auflage vorgenommen. Zum Teil wurden dieselben veranlafst durch den am 14. Januar 1891 erfolgten Tod unseres Kollegen Professor Karl Pestalozzi in Zürich, dessen Andenken bei allen, welche ihn kennen zu lernen Gelegenheit hatten, stets in hohen Ehren bleiben wird. Die Ausfüllung der durch seinen Tod entstandenen Lücke haben teils Herr Wasserbauinspektor G. Tolkmitt in Köpenick bei Berlin, teils der mitunterzeichnete Professor Schlichting übernommen, welch' letzterer fortan auch an den Herausgebergeschäften thatkräftig teilnehmen wird. Als Mitarbeiter begrüfsen wir ferner Herrn Meliorations-Bauinspektor P. Gerhardt in Berlin.

Um die bei der Art der Bearbeitung dieses Werkes nicht leicht zu erreichende Einheitlichkeit zu befördern, sind, wie ein Vergleich der vorliegenden Auflage mit der zweiten im einzelnen ergiebt, auf unseren Wunsch einige Kapitel bezw. Abschnitte in andere Hände übergegangen und wir sind den Beteiligten, namentlich auch Herrn Professor Lincke in Darmstadt, für das hierbei bewiesene Entgegenkommen zu besonderem Danke verpflichtet.

Sodann hat es sich darum gehandelt, die Bedürfnisse der Fachgenossen hinsichtlich Anschaffung einzelner Teile des Werkes thunlichst zu berücksichtigen. Diese Rücksichten haben uns veranlafst, eine Scheidung der ersten und der zweiten Abteilung in zwei Hälften vorzunehmen; die bezüglichen leitenden Gesichtspunkte erhellen aus der nachstehenden Übersicht des Inhaltes der Abteilungen und Kapitel.

Bezüglich der Zeichnungen erstreben wir eine Einschränkung der Zahl der lithographierten Tafeln, dagegen Vermehrung der Textfiguren. Namentlich bei der unter der Presse befindlichen zweiten Hälfte der vorliegenden Abteilung geschieht dies seitens des mitunterzeichneten Herausgebers A. Frühling in durchgreifender Weise.

Im Oktober 1892.

L. Franzius, Bremen, A. Frühling, Dresden, J. Schlichting, Berlin, Ed. Sonne, Darmstadt.

Handbuch des Wasserbaus.

Übersicht des Inhalts der Abteilungen und Kapitel.

Erste Abteilung.

Dritte Auflage.

1. Hälfte.

Voruntersuchungen. Binnengewässer. Stauwerke.

I. Kreislauf des Wassers, Grundwasser und Quellen.
II. Binnengewässer.
III. Stauwerke.
Anhang. Durchflufsweite der Brücken und Durchlässe.

2. Hälfte.

Wasserversorgung und Entwässerung der Städte.

IV. Wasserleitungen.
V. Die Wasserversorgung der Städte.
VI. Gewinnung, Reinigung und Aufspeicherung des Wassers.
VII. Einzelheiten der Rohrleitungen. Wasserwerksbetrieb.
VIII. Die Entwässerung der Städte.

Zweite Abteilung.

Dritte Auflage.

1. Hälfte.

Binnenschiffahrt. Flufsregulierung. Landwirtschaftlicher Wasserbau.

IX. Flöfserei und Binnenschiffahrt.
X. Regulierung und Kanalisierung der Flüsse oberhalb der Flutgrenze des Meeres.
XI. Deiche.
XII. Meliorationen.

2. Hälfte

Schleusen. Schiffahrtskanäle.

XIII. Deichschleusen.
XIV. Schiffsschleusen.
XV. Schiffahrtskanäle.

Dritte Abteilung.

Zweite Auflage.

Wasserbau am Meere und in Strommündungen.

(Bei einer dritten Auflage kommen Seekanäle und Schiffsschleusen in Wegfall.)

XVI. Das Meer.
XVII. Seeschiffahrt.
XVIII. Die Einwirkungen des Meeres auf dessen Ufer. Seeuferbau.
XIX. Stromkorrektion im Flutgebiete. Seekanäle.
XX. Seehäfen.
XXI. Die Schiffsschleusen.
XXII. Hafendämme, Ufermauern, Schiffsbauanstalten.
XXIII. Schiffahrtszeichen.

Inhalts-Verzeichnis.

Erste Abteilung. 1. Hälfte.

		Seite
	Einleitung	1
	Litteratur über Wasserbau im allgemeinen	7
	Litteratur über Wasserrecht und -Verwaltung	8

I. Kapitel.

Kreislauf des Wassers, Grundwasser und Quellen.

Bearbeitet von P. Gerhardt, Meliorations-Bauinspektor in Berlin.

(Hierzu Tafel I und 13 Textfiguren.)

A. Kreislauf des Wassers, Regenmenge, Verdunstung und Versickerung.

§ 1.	Kreislauf des Wassers	9
§ 2.	Beschaffenheit des Regenwassers. Regen- und Schneehöhe	11
§ 3.	Regenmesser	12
§ 4.	Jährliche Regenmengen	17
§ 5.	Monatliche Regenmengen	20
§ 6.	Tägliche Regenmengen	22
§ 7.	Stündliche Regenmengen	26
§ 8.	Verdunstung	28
§ 9.	Versickerung	35

B. Grundwasser und Quellen.

§ 10.	Entstehung des Grundwassers	40
§ 11.	Bewegung des Grundwassers	41
§ 12.	Höhe des Grundwasserstandes	46
§ 13.	Grundwasserbecken. Grundwasserbäche. Quellen	51
§ 14.	Beschaffenheit des Grundwassers	55
	Litteratur	57

II. Kapitel.

Binnengewässer.

Bearbeitet von J. Schlichting, Professor für Wasserbau an der technischen Hochschule in Berlin.

(Hierzu Tafel II bis VII und 65 Textfiguren.)

§ 1.	Einleitung	59

Erster Abschnitt. Eigenschaften der Binnengewässer.

I. Stehende Gewässer.

A. Natürliche stehende Gewässer.

Seite
§ 2. Sümpfe und Moore 60
§ 3. Teiche 65
§ 4. Binnenseen 65

B. Künstlich hergestellte stehende Gewässer.

§ 5. Künstliche Sammelbecken (Reservoire) 74

II. Fliefsende Gewässer (Wasserläufe).

§ 6. Arten 76

A. Natürliche Wasserläufe.

§ 7. Allgemeine Eigenschaften 79
§ 8. Speisung 80
§ 9. Wechsel des Wasserstandes 85
§ 10. Wechsel der Wassermenge 93
§ 11. Gefälle 96
§ 12. Geschwindigkeit 99
§ 13. Entstehung und Bewegung der Sinkstoffe 101
§ 14. Bildung der Wasserlaufbetten und der Thäler 111
§ 15. Eisstand und Eisgang 118

B. Künstlich hergestellte Wasserläufe.

§ 16. Allgemeine Eigenschaften 123
Litteratur 124

Zweiter Abschnitt. Geodätische und hydrometrische Ermittelungen.

§ 17. Allgemeines 126

I. Geodätische Ermittelungen.

§ 18. Lageplan 126
§ 19. Längenprofil 128
§ 20. Querprofil 130

II. Hydrometrische Ermittelungen.

§ 21. Wasserstandsbeobachtungen 135
§ 22. Geschwindigkeitsmessungen 139
1. Apparate zum Messen der durchschnittlichen Geschwindigkeit in Wasserlaufstrecken . 140
2. Apparate zum Messen der Geschwindigkeit in beliebigen Punkten und Vertikalen der Wasserläufe 144
a. Hydrometrische Röhren 144
b. Hydrometrische Flügel 148
c. Statische Strommesser 161
§ 23. Ermittelung der Wassermenge 161
1. Unmittelbare Messung 162
2. Messung durch Wassermesser (Wasserzolle) 162
3. Messung in Wehranlagen 164
a. Abflufs in Öffnungen 164
b. Abflufs in Überfällen 166
4. Messung aus Querprofil und Geschwindigkeit 169
a. Generelle Ermittelung der Wassermenge (Geschwindigkeitsformeln) 169
b. Spezielle Ermittelung der Wassermenge (Geschwindigkeitsmessungen) 171
5. Messung des abfliefsenden unregelmäfsigen Wasserkörpers 174
Litteratur 176

Dritter Abschnitt. **Bewegung des Wassers in Wasserläufen.**

Seite
§ 24. Allgemeines 178
§ 25. Benetztes Querprofil 180
§ 26. Geschwindigkeitsverhältnisse im benetzten Querprofil 182
§ 27. Theorie der Bewegung des Wassers 191
§ 28. Theorie der gleichartigen (gleichförmigen) Bewegung 192
Ältere Geschwindigkeitsformeln 193
§ 29. Neuere Geschwindigkeitsformeln 195
§ 30. Mittlere Geschwindigkeit im Querprofil bei verschiedenen Wasserständen 205
§ 31. Bisherige Ergebnisse über die Bewegung des Wassers in Wasserläufen 206
Litteratur 210

III. Kapitel.
Stauwerke.

Erster Abschnitt. **Voruntersuchungen. Feste Wehre. Staudämme.**

Bearbeitet von G. Tolkmitt, Wasserbauinspektor in Köpenick.

(Hierzu Tafel VIII und 39 Textfiguren.)

§ 1. Zweck und Arten der Stauwerke 213
§ 2. Allgemeine Anordnung und Wirkung der Wehre 215
§ 3. Stauhöhe und Durchflufsprofil 219
§ 4. Ungleichförmige Bewegung des Wassers. Staukurven 229
1. Theorie der ungleichförmigen Bewegung 229
2. Berechnung der Staukurven 232
3. Ungleichförmige Bewegung mit zunehmender Geschwindigkeit 239
§ 5. Festigkeitsberechnungen 243
§ 6. Feste Wehre 249
Litteratur 255
§ 7. Staudämme 255
Litteratur 272

Zweiter Abschnitt. **Bewegliche Wehre und Fischpässe.**

Bearbeitet von J. Schlichting, Professor für Wasserbau an der technischen Hochschule in Berlin.

(Hierzu Tafel IX bis XIV, sowie 38 Textfiguren.)

§ 8. Entwickelung und Arten beweglicher Wehre 273
§ 9. Schützenwehre 278
Allgemeine Anordnung.
a. Schützenwehre in Freiarchen 278
b. Schützenwehre in Flofs- und Schiffsdurchlässen (Stauschleusen) 280
c. Schützenwehre in festen Brücken 281
Anordnung und Konstruktion der Schützen 285
Aufziehvorrichtungen 289
§ 10. Dammbalkenwehre 291
§ 11. Nadelwehre 295
Ersatz der Nadeln durch Schützen und Rolltafeln 301
§ 12. Klappenwehre.
1. Durch Wasserdruck zu öffnende Klappenwehre 303
2. Durch Wasserdruck zu öffnende und zu schliefsende Klappenwehre 308
Trommelwehre 312
Litteratur 315
§ 13. Ausführung 315
§ 14. Fischpässe in Wehren 318
Litteratur 325

Anhang.

Durchflufsweite der Brücken und Durchlässe.

Bearbeitet von Chr. Havestadt, Regierungsbaumeister in Wilmersdorf-Berlin.

(Mit 5 Textfiguren.)

Seite

§ 1. Allgemeines . 326

A. Durchflufsweite von Brücken über gröfsere, dauernd fliefsende Wasserläufe.

§ 2. Der Ausflufskoefficient . 328
§ 3. Ermittelung der Hochwassermenge . 330
§ 4. Aufstau. Herleitung der bezüglichen Formeln 332
§ 5. Brückenlichtweite bei einfach gestalteten Flufsquerschnitten 335
§ 6. Brückenlichtweite bei zusammengesetzten Querschnitten 337

B. Durchflufsweite von kleineren Brücken und Durchlässen für nur zeitweise fliefsende Wasserläufe.

§ 7. Allgemeines . 340
§ 8. Abfliefsende Regenmenge, Abflufsgeschwindigkeit und Sammlungsdauer 341
§ 9. Bestimmung der von Hängen und aus Niederungen in der Zeiteinheit zum Abflufs gelangenden gröfsten Wassermenge . 342
§ 10. Lichtweite der Durchlässe . 344
Litteratur . 348

Sachregister . 349
Atlas (14 Tafeln) nebst Inhaltsverzeichnis.

E i n l e i t u n g.

Noch im vergangenen Jahrhundert konnte die gesamte Ingenieurwissenschaft in der *Architectura hydraulica* — dem Wasserbau — zusammengefaſst werden, welchem der Landbau oder Hochbau gegenüberstand. Ersterer umfaſste vom Bauwesen alles, was füglich nicht zum Landbau gerechnet werden konnte, nebst den zugehörigen grundlegenden Wissenschaften. Belidor behandelt in seiner *Architectura hydraulica* auſser den Gegenständen, welche noch heutzutage zum Wasserbau gerechnet werden, die Mechanik, sämtliche Mühlenanlagen, die Maschinen „so durch Feuerskraft bewegt", die Pumpen und Feuerspritzen, die Verzierung der Gärten, die gemauerten Kastelle der Seehäfen, den Gebrauch des Wassers im Kriege, auch die Brücken und anderes.

Bei der Entwickelung der Technik wachsen aus einem gemeinsamen Stamme fortwährend neue Zweige und gestalten sich nach und nach zu einem mit jenem zwar in Verbindung stehenden, aber doch selbständigen Ganzen. Infolge eines solchen Vorganges trennten sich vom Wasserbau (im Sinne der vergangenen Jahrhunderte) zunächst das Maschinenwesen, dann der Brückenbau ab. Heutzutage werden die Grenzen in der Regel noch enger gezogen, man pflegt jetzt beispielsweise die Lehre von den Gründungen als einen besonderen Zweig der Ingenieurwissenschaft zu behandeln. In Verfolg der geschichtlichen Entwickelung wird dies Handbuch in der angegebenen Richtung noch einen Schritt weiter gehen. Wir werden weiter unten diejenigen Gegenstände namhaft machen, welche hier nicht zum Wasserbau gerechnet werden sollen, obwohl sie demselben nahe verwandt sind. Durch eine Besprechung der Beziehungen zwischen dem Wasserbau und den ihm nahestehenden Wissenschaften läſst sich dies leicht bewerkstelligen.

Zuvor ist jedoch auf einen Unterschied zwischen dem Zweck der wasserbaulichen Anlagen und demjenigen der sonstigen Ausführungen des Bau-Ingenieurs hinzuweisen. Bei der Mehrzahl seiner Werke, den Brücken, Straſsen, Eisenbahnen u. s. w. handelt es sich um eine Förderung des Verkehrs. Nun liegt zwar auch beim Wasserbau der Schwerpunkt in Anlagen, welche den Verkehr zu heben bestimmt sind, er dient aber auch anderen Zwecken.

Eine Reihe wichtiger wasserbaulicher Anlagen bezweckt die Förderung der Landwirtschaft und zwar einerseits durch Schutz der Ländereien gegen Wasserfluten und durch Ableitung schädlichen Wassers, andererseits durch Zuleitung von Wasser nach wasserarmen Grundstücken. Der landwirtschaftliche Wasserbau bildet den Kernpunkt der Kulturtechnik, einer Zusammenfassung derjenigen Teile der Landwirtschaftslehre, des Wasserbaues und der Geodäsie, welche für die Hebung des Ertrags der Ländereien von Bedeutung sind.

Auch die Gewerbe kommen nicht selten in Betracht und zwar insofern, als durch geeignete Wasserbauten bewegende Kräfte sich in reichem Maſse gewinnen lassen.

Alle soeben genannten Zweige menschlicher Thätigkeit bedürfen in gröſserem oder geringerem Grade der Wasserversorgung, also der Zuleitung nutzbaren Wassers nach bewohnten Orten; Hand in Hand mit der Wasserversorgung geht die Ableitung des gebrauchten und des überflüssigen Wassers aus denselben.

Das Wasser ist also der Thätigkeit des Menschen nicht immer förderlich, in Hochwassern und Sturmfluten, als versumpfendes Wasser u. s. w. stellt es sich oft in schadenbringender Weise ein; man kann dementsprechend im allgemeinen Wasserschutz und Wasserbenützung unterscheiden.

Weil nun die unterirdischen Wasservorräte und die natürlichen Wasserläufe seitens des Verkehrs, oder der Gewerbe, oder der Landwirtschaft oft gleichzeitig und von verschiedenen Seiten beansprucht werden und weil es auſserdem nicht selten vorkommt, daſs der eine das Wasser zurückzuhalten, ein anderer es zu entfernen wünscht, so entstehen bei keinem anderen Zweige der Technik so viele und so schwierige Meinungsverschiedenheiten, wie bei der Ausführung und dem Betriebe von Wasserbauten. Die Begutachtung der hierdurch entstehenden Streitigkeiten und die Entscheidung der betreffenden Rechtsstreite gehören zu den schwierigen Aufgaben der technischen Sachverständigen, wie der rechtskundigen Beamten, und die Rechtswissenschaft hat im „Wasserrecht“ einen besonderen Zweig aufzuweisen, welcher sich ausschlieſslich mit der Regelung der vorhin angedeuteten Verhältnisse beschäftigt.*)

Auſser den in obigem namhaft gemachten finden Wasserbauten noch mancherlei vergleichsweise untergeordnete Verwendungen, so z. B. beim Festungsbau, beim Forstwesen, beim Bergbau, zur Beförderung der Fischzucht, beim Gartenbau. Es ist indessen nicht beabsichtigt, die hieraus sich ergebenden besonderen Konstruktionen in diesem Handbuche eingehend zu erörtern. Nur in Betreff der sogenannten Fischpässe wird eine Ausnahme gemacht werden, weil diese nicht selten ein Ganzes mit den Stauwerken bilden. Im übrigen ist auf die betreffenden besonderen Werke zu verweisen.

*) Einen Einblick in verschiedene Angelegenheiten des Wasserrechts gewährt der zweite Teil des Werks: Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse. Herausgegeben von dem Centralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Grossherzogtum Baden. Berlin 1889. — Unter Hinweis auf zahlreiche Druckwerke sind für das Rheingebiet unter dem Titel: Recht und Verwaltung des Wasserwesens besprochen:

I. Das Wasserrecht und seine geschichtliche Entwickelung.

II. Der Wasserlauf und seine Bestandteile. (Öffentliche und Privatgewässer. — Die Grenzen der Gewässer. — Das Fluſsbett. — Die Inseln und Verlandungen. — Die Abreiſsungen.)

III. Der Wasserschutz. (Die Aufgaben des Wasserschutzes im allgemeinen. — Recht und Pflicht zur Besorgung der Aufgaben des Wasserschutzes. — Zwangsrechte und Beschränkungen zur Durchführung derselben. — Veranstaltungen zur Bekämpfung der Hochwassergefahren.)

IV. Die Wasserstraſse und ihre Zubehörden. (Die Wasserstraſse. — Der Leinpfad. — Die Überfahrten. — Die Tau- und Kettenschleppschiffahrt. — Beschränkungen der Anlieger und Wasserbenützungsberechtigten. — Beschränkungen der Schiffahrts- und Flöſsereitreibenden.)

V. Die Wasserbenützung. (Arten und Voraussetzungen der Wasserbenützung im allgemeinen. — Die Entnahme von Wasser und Stoffen. — Die Einleitung von Stoffen. — Die Wassertriebwerke. — Die Be- und Entwässerungsanlagen. — Die Wassergenossenschaften.)

Am Schlusse der Abschnitte II bis V stets: Zuständigkeit und Verfahren der Behörden.

VI. Die Wasserverwaltung, namentlich Ergebnisse und Aufwand.

VII. Wasser und Wald. (Zusammenhang der Forstgesetzgebung mit der Wasserwirtschaft. — Die Staatswaldungen — Die Gemeinde- und Körperschaftswaldungen. — Die Privatwaldungen.) —

Über die Litteratur des Wasserrechts vergl. auch S. 8.

Dasselbe gilt in Betreff derjenigen Punkte, bei denen Hochbau und Wasserbau miteinander in Berührung treten. Die für wasserbauliche Zwecke auszuführenden Hochbauten (Wärterwohnungen, Magazingebäude u. s. w.) sind der Regel nach einfach gestaltet und bedürfen deshalb einer eingehenden Besprechung nicht. Eine architektonische Behandlung der Werke des Wasserbaues kommt nur ausnahmsweise, z. B. bei den sogenannten Wasserschlössern und bei Wassertürmen vor. Ein anderer Berührungspunkt zwischen Hochbau und Wasserbau liegt in den Hauswasserleitungen und den an dieselben sich anschliefsenden Entwässerungsanlagen der Gebäude. Diese Gegenstände sind in dem Handbuche der Architektur (dritter Teil, vierter Band) ausführlich besprochen und können deshalb in dem vorliegenden Werke kurz behandelt werden.

Zahlreichere Berührungspunkte sind zwischen dem Wasserbau und der Geodäsie, sowie zwischen jenem und dem Maschinenbau vorhanden.

Wenn für die Zwecke von Vorarbeiten die Lagepläne und die Höhenverhältnisse der Grundstücke, welche sich neben den Wasserläufen und an den Küsten befinden, aufgenommen werden müssen, so kommen die gewöhnlichen Hilfsmittel der Geodäsie zur Anwendung. In weiterem ist aber für die Zwecke des Wasserbaues die Bestimmung der Wassertiefen, die Verzeichnung der Schwankungen der Wasserstände und bei fliefsenden Gewässern die Ermittelung ihrer Geschwindigkeit erforderlich. Bei derartigen „hydrometrischen Arbeiten“ kommen aufser den erwähnten Hilfsmitteln mancherlei eigentümliche Vorrichtungen zur Anwendung, und es ist üblich, diese im Anschlufs an den Wasserbau zu besprechen. Sie fallen übrigens zum Teil unter die „Maschinen zum Messen und Zählen“, deren ausführliche Erörterung die Maschinenkunde für sich in Anspruch nimmt.

In den hydrometrischen Arbeiten liegt zugleich ein Berührungspunkt zwischen dem Wasserbau und der Hydrographie, der Lehre von der Verteilung und der Bewegung des auf der Erde befindlichen Wassers, und es gereicht jeder Fortschritt der letzteren dem Wasserbau zu wesentlichem Nutzen.

Bei der Ausführung gröfserer Wasserbauten finden die Baumaschinen, also Hebezeuge, Pumpen, Bagger, Rammen u. s. w. eine ausgiebige Anwendung, einige von ihnen, insbesondere die Bagger, spielen auch bei den Unterhaltungsarbeiten eine Rolle. Noch vor kurzem pflegte man diese Hilfsvorrichtungen in einer Unterabteilung des Wasserbaus zu behandeln. Seitdem jedoch die Lehre von den Baumaschinen sich mehr und mehr erweitert und zu einem Verbindungsgliede zwischen den Ingenieurwissenschaften und der Maschinenkunde gestaltet hat, kann in nachstehendem von einer eingehenden Besprechung ihrer Einzelheiten abgesehen und auf den vierten Band dieses Handbuchs verwiesen werden. Eine Besprechung einiger mit Hilfe der Baumaschinen auszuführenden Arbeiten, beispielsweise des Baggerns, ist hierdurch nicht ausgeschlossen.

Besonders ausgedehnt sind die Beziehungen zwischen dem Maschinenwesen und dem Betriebe der wasserbaulichen Anlagen; hieraus folgt, dafs auch der Entwurf der letzteren auf die zur Anwendung kommenden Maschinen sehr oft Rücksicht zu nehmen hat. In dieser Hinsicht sei auf den Zusammenhang zwischen den für gewerbliche Zwecke angelegten Wasserbauten, den Stauwerken, Mühlengräben u. s. w., und den Wassertriebwerken hier nochmals hingewiesen. Beim landwirtschaftlichen Wasserbau kommen namentlich Vorrichtungen zum Heben des Wassers (Schöpfmaschinen) in Betracht und es finden fast sämtliche Arten derselben für den bezeichneten Zweck Verwendung. Ähnlich liegt die Sache bei der Wasserversorgung und der Entwässerung der Städte, jedoch mit dem Unterschiede, dafs bei diesen hauptsächlich die Pumpwerke eine Rolle

spielen. Ebenso innig sind die Beziehungen zwischen der Wasserstrafse und der Maschine, weil bei einer Verkehrsanstalt Weg, Fahrzeug und Bewegungsvorrichtung in steter Wechselwirkung stehen. Auch mit den Hafenanlagen sind maschinelle Einrichtungen, beispielsweise die Vorrichtungen zum Be- und Entladen der Schiffe, eng verwachsen, nicht minder schliefsen dergleichen an die Anstalten zum Bau und zur Reparatur der Schiffe sich nicht selten an. Erwähnen wir nun noch, dafs bei zahlreichen Wasserbauten, z. B. bei den Stauwerken und den Schleusen, Teile vorkommen, welche mit Winden und ähnlichen Vorrichtungen in Bewegung gesetzt werden, so ist die grofse Bedeutung des Maschinenbaues für den Wasserbau zur Genüge nachgewiesen.

Unter den in vorstehendem besprochenen Verhältnissen kann man in einem Werke über Wasserbau die Maschinenkunde nicht ganz aufser acht lassen, es ist vielmehr angezeigt, über Schöpfmaschinen (bei Besprechung der Meliorationen), über die zur Fortbewegung der Schiffe dienenden Mittel, nicht minder auch über die Schiffe selbst dasjenige aufzunehmen, was zur Begründung der allgemeinen Anordnung und der Konstruktion der Wasserbauten erforderlich ist.

Nunmehr zu einer Abgrenzung des Gebiets des Wasserbaues gegen die Gebiete der sonstigen Fachwissenschaften des Ingenieurs uns wendend bemerken wir zunächst in Betreff des Eisenbahnbaues, dafs die Wasserversorgungsanlagen auf den als Wasserstationen angelegten Bahnhöfen und die Anlagen zur Entwässerung der Bahnhöfe in üblicher Weise zu jenem gerechnet werden mögen.

Die Lehre vom Erdbau enthält insofern eine Ergänzung der Wasserbaukunde, als die Anwendung von Sickerkanälen u. dergl. behufs Trockenlegung unzuverlässiger und zu Rutschungen geneigter Dämme und Einschnitte dem Erdbau zufällt, andererseits bringt der Wasserbau aber auch eine Ergänzung desselben, indem die Besprechung der Herstellung wasserdichter Erdkörper, wie solche bei Anlage von Staudämmen, Deichen u. s. w. erforderlich sind, dem Wasserbau zugeteilt werden kann.

In anderer Weise geht die Lehre von den Stützwänden, insbesondere den Futtermauern, mit der Wasserbaukunde Hand in Hand. Die Berechnung dieser Anlagen und die allgemeinen Regeln für ihre Konstruktion findet man im ersten Bande unseres Handbuchs, die Einzelheiten der Anordnung der Ufermauern und der Bohlwerke dagegen lassen sich vom Wasserbau nicht gut trennen; sie sind im Anschlufs an die Hafenbauten besprochen.

Zwischen dem Tunnelbau und dem Wasserbau sind Zwischenglieder in den unterirdischen Strecken der Wasserleitungen, in den Stollen, welche bei Herstellung städtischer Entwässerungskanäle zur Anwendung kommen, in den Tunneln für Schiffahrtskanäle u. s. w. vorhanden. Bei diesen Anlagen kann ein Werk über Wasserbau wenig mehr geben, als einige Anhaltspunkte zur Bestimmung der Abmessungen der Querprofile u. dergl. Alles andere mufs als zum Tunnelbau gehörig betrachtet werden. Die Sprengtechnik, welche im Anschlufs an den Tunnelbau erörtert zu werden pflegt, hat auch für den Wasserbau wegen der Sprengungen unter Wasser und der Eissprengungen Bedeutung.

Hinsichtlich der Lehre vom Grundbau ist oben bereits bemerkt, dafs man sie in neuerer Zeit unabhängig vom Wasserbau behandelt und es ist in Betreff des Grundbaus namentlich auf den ersten, wegen der zugehörigen Hilfsarbeiten und Hilfsvorrichtungen auch auf den vierten Band unseres Handbuchs zu verweisen. Hierdurch ist nicht ausgeschlossen, dafs einige eigentümliche Anordnungen von Fundamenten, welche bei Wehren, Schleusen, Trockendocks u. s. w. vorkommen, an geeigneten Stellen dieses dritten Bandes hervorgehoben werden.

Über die nahen Beziehungen des Wasserbaus zum Brückenbau wurde in der Einleitung zum zweiten Bande des Handbuchs eingehender gesprochen und es ist deshalb an dieser Stelle nur zu bemerken, dafs Unterleitungen, Deichschleusen und Landungsbrücken in diesem, Wasserleitungsbrücken und Schiffbrücken aber im zweiten Bande zur Besprechung gelangen. Im Anschlufs an das, was an genannter Stelle über die Durchflufsweiten der Brücken gesagt ist, mufs hier bemerkt werden, dafs eine gedrängte Erörterung dieses vorzugsweise wasserbaulichen Gegenstandes als Anhang zu dem vorliegenden Teil der Wasserbaukunde aufgenommen ist.

Die Naturwissenschaften und die mathematischen Wissenschaften sind eines der Fundamente des Wasserbaus, wie aller technischen Fachwissenschaften. Es würde zu weit führen, die zahlreichen Einzelheiten anzugeben, wodurch sich dies bethätigt, beispielsweise mag hervorgehoben werden, wie die Untersuchungen über den Regen und die Verdunstung, womit die Wasserbaukunde beginnt, zum Teil der Meteorologie angehören, während der Schlufs, woselbst die Schiffahrtszeichen behandelt werden, auf der Optik und der Akustik fufst. Neben der Physik ist auch die Geologie für den Wasserbau von besonderer Bedeutung, was u. a. daraus hervorgeht, dafs bei vielen Fragen, welche das Grundwasser betreffen, die Geologie allein einen genügenden Aufschlufs geben kann, auch daraus, dafs die Erscheinungen der Erosion und der Auflandung für jene nicht weniger Wichtigkeit haben als für den Wasserbau.

Unter den mathematischen Wissenschaften kommen vorzugsweise die Hydrostatik und die Hydraulik in Betracht und manche wichtige Untersuchungen des Wasserbaues, z. B. diejenigen über die Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen, sind der angewandten Hydraulik entnommen. Leider stellen sich einer weiteren Ausbildung der Hydraulik ungemeine Schwierigkeiten entgegen. Dieselben teilen sich dem Wasserbau in vollem Mafse mit. Derselbe ist unstreitig derjenige Zweig der Thätigkeit des Ingenieurs, bei welchem infolge Unsicherheit der theoretischen Untersuchungen, infolge grofser Mannigfaltigkeit und Veränderlichkeit der zu behandelnden örtlichen Verhältnisse, und aus manchen anderen Gründen der Erfolg der baulichen Ausführungen durch nicht vorherzusehende Umstände nur zu oft beeinträchtigt wird.

Noch schwieriger als die Technik des Wasserbaues ist die richtige Behandlung desselben in volkswirtschaftlicher Beziehung, also die sogenannte Wasserwirtschaft. Schon die Wasserstrafse bietet schwer zu lösende Aufgaben dar, weil Verkehrsvermittelungen und Veranschlagungen der Betriebskosten, wie solche bei den Voruntersuchungen über Verkehrswege unentbehrlich sind, bei Wasserstrafsen fast immer unzuverlässige Ergebnisse liefern. In engerem Sinne versteht man unter Wasserwirtschaft die Regelung der Verteilung vorhandenen Wassers auf die Hauptzweige menschlicher Thätigkeit, namentlich auf Landwirtschaft, Gewerbe und Verkehr, und die Herbeiführung eines Ausgleichs zwischen Mangel und Überflufs an Wasser, soweit dies thunlich ist. Besonders hierbei entstehen jene Meinungsverschiedenheiten und Streitigkeiten, von denen oben vorläufig die Rede war. „Die räumliche Trennung und die Verschiedenheit der Zweckbestimmung bringen nicht selten einen Widerstreit in die Lösung der wasserbaulichen Aufgaben.“*) Flöfserei und Wassermühlen sind von Alters her Widersacher, das zur Speisung von Schiffahrtskanälen benutzte Wasser wird unter Umständen Landwirten oder Gewerbetreibenden entzogen, Flufs-Kanalisierungen können die Entwässerung von Ländereien erschweren, Durchstiche führen mitunter eine einigen Grundbesitzern

*) „Der Rheinstrom“, S. 264 u. 265.

unerwünschte Senkung des Wasserspiegels der Flüsse herbei, sind auch ausnahmsweise nicht ohne Nachteil für unterhalb liegende Grundstücke u. s. f. In den meisten Fällen wird es sich hier um Übelstände handeln, welche auf kleinen Raum beschränkt sind. Im allgemeinen haben weitgehende Eingriffe, welche für öffentliche Zwecke in bestehende Verhältnisse gemacht werden, eine Benachteiligung Einzelner in unvermeidlichem Gefolge, namentlich beim Eisenbahnbau ist dies oft in hohem Grade der Fall. Aber Vorteil und Nachteil der Einzelnen kann nicht ausschlaggebend sein, wenn es sich darum handelt, Angelegenheiten zu fördern, welche weiten Kreisen zum Nutzen gereichen. „Die Gesamtwasserwirtschaft ist vollkommen, wenn die Summe aller Nachteile durch die schädigenden Wirkungen des Wassers das kleinste, die Summe der Vorteile aller Wasserbenützung das gröfste Mafs erreicht hat.“

Die oben bezeichneten Schwierigkeiten können nicht abschrecken, an der Vervollkommnung der Technik des Wasserbaus und an der Verbesserung der Wasserwirtschaft fort und fort zu arbeiten. Der einzuschlagende Weg ist durch Verhandlungen, welche vor einiger Zeit in den grofsen technischen Vereinen Deutschlands stattgefunden haben, vorgezeichnet. Bevor weiteres mit Erfolg geschehen kann, müssen die Beobachtungen und Messungen, welche für die Beantwortung wasserbaulicher Fragen ausschlaggebend sind, also diejenigen über Regen- und Grundwasserverhältnisse, über Schwankungen der Wasserstände der natürlichen Wasserläufe, über die Ergiebigkeit derselben, über die Wirkung der Stromregulierungswerke u. s. w., planmäfsig, in ausgedehnter Weise und andauernd ins Werk gesetzt und die Ergebnisse dieser Messungen und Beobachtungen angemessen verarbeitet werden. Aufserdem ist erforderlich, dafs die auf die Wasserverhältnisse bezügliche Gesetzgebung weiter ausgebildet und thunlichst einheitlich gestaltet wird. Dies sind die ersten und unentbehrlichen Schritte, um die Vervollkommnung der Wasserstrafsen mit Erfolg fortzusetzen und eine bessere Ausnutzung des Wassers für die Zwecke der Landwirtschaft und der Gewerbe sowie eine Milderung der Beschädigungen durch Hochfluten zu erzielen.

Bevor wir uns Einzelheiten zuwenden, mufs ein Wort über die Einteilung des vorliegenden Werks gesagt werden. Die erste und zweite Abteilung beschäftigen sich vorzugsweise mit den Wasserbauten des Binnenlandes, die dritte mit denjenigen an Strommündungen und Küsten. Die erste Abteilung bringt in ihrer ersten Hälfte Voruntersuchungen und die Besprechung der Stauwerke, als Gegenstände von allgemeinem Interesse, in ihrer zweiten namentlich die Wasserversorgung und Entwässerung bewohnter Orte. Bei der ersten Hälfte der zweiten Abteilung liegt der Schwerpunkt in den Anlagen, welche den Verkehr des Binnenlandes zu fördern bestimmt sind, bei der zweiten dagegen in dem landwirtschaftlichen Wasserbau. Die Flufsschleusen sind in dieser Abteilung kurz, in der dritten dagegen ausführlich behandelt.

Es mögen noch einige einleitende Bemerkungen über die Gegenstände des ersten Kapitels gestattet sein. Die Gröfse der jährlichen Niederschläge nicht minder, wie ihre räumliche und zeitliche Verteilung erklären im Verein mit der Versickerung und Verdunstung zum guten Teil die Abflufsverhältnisse (Abflufsmengen u. s. w.) der fliefsenden Gewässer oder, wie neuerdings gesagt wird, ihren Wasserhaushalt. Beispielsweise sei auf den Einflufs hingewiesen, welchen die Versickerung im Walde auf die Hochwasser ausübt. Dieselben Gegenstände sind bei der Gewinnung von Wasser für Wasserversorgungen, beispielsweise bei der Bestimmung der Gröfse von Sammelteichen von Bedeutung, mehr noch kommt bei der Wasserversorgung die Kenntnis der

Bewegung und der Beschaffenheit des Grundwassers in Betracht, während die gröſsten täglichen und stündlichen Regenmengen die Abmessungen unterirdischer Entwässerungskanäle hauptsächlich bedingen. Bei anderen Arten von Wasserbenützung, z. B. bei der Speisung von Schiffahrtskanälen und bei landwirtschaftlichen Bewässerungen, wiederholt sich obiges; hier sind noch, wie bei offenen Wasserleitungen überhaupt, die Verdunstung und die Versickerung bei Einschätzung der Wasserverluste zu berücksichtigen. Die Anlagen zur Entwässerung von Ländereien fuſsen mitunter vorzugsweise auf der Menge der atmosphärischen Niederschläge, auſserdem sind wiederum die Grundwasserverhältnisse nicht selten von Belang, das Gefälle des Grundwassers beispielsweise bei gröſseren Drainierungen. — Der innige Zusammenhang der nunmehr folgenden Untersuchungen mit dem Wasserbau dürfte hieraus zur Genüge erhellen.

Litteratur
den Wasserbau im allgemeinen betreffend.

Belidor. Architecture hydraulique. Paris 1737—1770.

Belidor. Architectura hydraulica oder die Kunst, die Gewässer zu den verschiedenen Notwendigkeiten des Lebens zu leiten. Augsburg 1740.

Prony. Nouvelle architecture hydraulique. Paris 1740.

Prony. Neue Architectura hydraulica. Deutsch von Langsdorf. Frankfurt a. M. 1795.

Silberschlag. Ausführliche Abhandlung der Hydrotechnik oder des Wasserbaues Leipzig $17^{72}/_{73}$.

Langsdorf. Lehrbuch der Hydraulik. Altenburg 1794.

Busch. Übersicht des gesamten Wasserbaues. Hamburg 1796.

Wiebeking. Allgemeine auf Geschichte und Erfahrung gegründete theoretisch-praktische Wasserbaukunst. Darmstadt 1798—1807. Neue Aufl. München 1811—1817.

Wiebeking. Vier Bücher von dem Wissenwürdigsten und Nützlichsten der Wasserbaukunde. München 1835—1837.

Gilly und Eytelwein. Praktische Anweisung zur Wasserbaukunst. 2. Aufl. Berlin 1809.

Schemerl. Erfahrungen im Wasserbau. Wien und Triest 1809.

Woltmann. Beiträge zur hydraulischen Architektur. München 1811—1817.

Funk. Versuch einer auf Theorie und Erfahrung gegründeten Darstellung der wichtigsten Lehren der Hydrotechnik. Berlin 1820.

Gudme. Wasserbaukunst. Berlin 1827—1829.

Dietlein. Grundzüge der Vorlesungen über Straſsen-, Schleusen-, Brücken-, Strom- und Hafenbau. Berlin 1832.

Baud. Proeve van eenen Cursus over de Waterbouwkunde. S'Gravenhage, Amsterdam en Lieuvarden 1836—1838

Storm-Buysing. Waterbouwkunde voor de Kadetten van den Waterstaat en de Genie. Breda $18^{44}/_{45}$. 3 Aufl. 1864.

v. Pechmann. Beiträge zur Baukunst. 1. Teil. Brücken- und Wasserbau. München 1847.

D'Aubuisson. Traité d'hydraulique à l'usage des ingénieurs. Paris und Straſsburg.

Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst. 1. Aufl. Berlin 1841—1865. 3. Aufl. 1869—1881.

Becker. Handbuch der Ingenieurwissenschaft. Bd. IV. Der Wasserbau. Stuttgart 1856. 3. Aufl. 1873.

Burnell. The rudiments of hydraulic engineering. London 1852.

v. Kirn. Leitfaden für den Unterricht im Wasserbau. Berlin 1861.

Roffiaen. Traité descriptiv et raisommé des constructions hydrauliques. Bruxelles 1861.

Chiolich-Löwensberg. Anleitung zum Wasserbau. Stuttgart 1864—1866.

W. Frauenholz. Über die bessere Benützung des Wassers und der Wasserkräfte und über den Schutz vor Wasserschäden. München 1883.

Kemper. Repertorium der Litteratur van den Waterstaat von Nederland. S'Gravenhage 1883.

Schoen. Über Wasser- und Straſsenbau der Alten. Wien 1885.

J. Schlichting. Die Aufgaben der Hydrotechnik. Rede zum Geburtsfeste Kaiser Wilhelm II. am 26. Januar 1889. Berlin 1889. (Nicht im Buchhandel.)

O. Intze. Die bessere Ausnutzung der Gewässer und Wasserkräfte. Berlin 1889.

L. Franzius und W. Frauenholz. Der Wasserbau. (1. Heft der III. Abteilung des Handbuchs der Baukunde.) Berlin 1890,

Hamburg und seine Bauten, unter Berücksichtigung der Nachbarstädte Altona und Wandsbeck. Herausgegeben vom Architekten- und Ingenieur-Verein zu Hamburg. Hamburg 1890. (Schleusen und Brücken, S. 349. — Speicherbauten im Freihafen, S. 398. — Hafen- und Quaianlagen am rechten und linken Elbufer, S. 442. — Werften und Schiffbau, S. 465. — Baggerwesen, S. 473. — Hafenbauten in Altona, S. 482. — Ausbau des Elbstroms, S. 488. — Deichbauten, S. 500. — Wasserversorgung, S. 504. — Entwässerung, S. 512.)

Bömches. Der internationale Kongreſs für die Nutzbarmachung der flieſsenden Gewässer. (Paris 1889.) Wien 1890.

Henket, Scholz en Telders. Waterbouwkunde. Met medewerking van verschillende ingenieurs. S'Gravenhage. Bis jetzt (1892) sind von den Abteilungen, welche den eigentlichen Wasserbau betreffen, vollendet:

Afd. I. Beschoeiingen en Bekleedingsmuren.
Afd. VI. Bevloeiingen.
Afd. XI. Rivieren en Rivierwerken.
Afd. XIII. Waterstaatkundige beschrijving van Nederland.

Über Wasserrecht und -Verwaltung geben Aufschluſs:

Selbständige Schriften.

Baumert. Unzulänglichkeit der bestehenden Wassergesetze in Deutschland und die Notwendigkeit gesetzlichen Schutzes des Wassers als Triebkraft. Berlin 1876.

Schenkel. Das badische Wasserrecht. Karlsruhe 1877.

Huber. Die Wassergesetze Elsaſs-Lothringens. Mannheim-Straſsburg 1877.

v. Bülow u. Fastenau. Gesetz über die Bildung von Wassergenossenschaften in Preuſsen vom 1. April 1879. Berlin 1879.

v. Pözl. Die bayerischen Wassergesetze vom 28. Mai 1852 nebst Anhang über Schiff- und Floſsfahrt. 2. Aufl. Erlangen 1880.

Peyrer. Das österreichische Wasserrecht. Wien 1880.

Neubauer. Zusammenstellung des in Deutschland geltenden Wasserrechts einschl. des Mühlen-, Flöſserei- und Floſsrechts. Berlin 1881.

Schulz. Der Verwaltungsdienst der Königl. preuſsischen Kreis- und Wasser-Bauinspektoren. Sammlung der in Betracht kommenden Gesetze u. s. w. Magdeburg 1884.

Hahn. Die preuſsische Gesetzgebung über Vorflut, die Ent- und Bewässerungen und das Deichwesen. Nebst Anhang (Provinzialgesetze). 2. Aufl. Breslau 1886.

Wand. Die Rechtsverhältnisse der öffentlichen Wege in der Pfalz. 2. Aufl. Kirchheimbolanden 1887.

Mahraun. Das Strombauverwaltungsgesetz in Preuſsen von 1883. Berlin 1887.

Wagner. Über deutsches und österreichisches Wasserrecht in seiner Anwendung auf Quellen und Grundwasser, sowie über wünschenswerte Abänderungen desselben. Freiberg in Sachsen 1888.

Frank. Gesetze, betreffend Wasserrecht und Wasserpolizei im preuſsischen Staate. Textausgabe mit Anmerkungen. Breslau 1888.

Zeller. Das Gesetz über die Bäche und nicht ständig flieſsenden Gewässer im Groſsherzogtum Hessen nebst Ausführungsverordnung von 1887. Mainz 1888.

Sammlung der Gesetze und sonstigen Vorschriften bezüglich der Rheinschiffahrt in den Rheinuferstaaten nach dem Stand am Schlusse d. J. 1888. Veranstaltet durch die Centralkommission für die Rheinschiffahrt. Frankfurt a. M. 1889.

Abhandlungen und Mitteilungen in Zeitschriften.

Brückner. Das deutsche Wasserrecht. Hirth. Annalen des deutschen Reichs. Jahrg. 1877. (Mit Angaben über die ältere Litteratur des Wasserrechts.)

Ein Erkenntnis des Reichsgerichts über die privatrechtlichen Ansprüche, welche dem Besitzer eines an einen Strom grenzenden Grundstücks auf Nutzung des Wasserlaufs zustehen. Deutsche Bauz. 1881.

Zeller. Das groſsherzogl. hessische Wassergesetz. Hirth. Annalen des deutschen Reichs. Jahrg. 1888.

Gesetzentwurf, betreffend die Unterhaltung der nicht schiffbaren Flüsse in der Provinz Schlesien. Centralbl. der Bauverw. 1889, S. 129.

Baumert. Die gewerbliche Benutzung des Wassers. Ann. f. Gew. u. Bauw. 1889, Bd. XXV, S. 103.

Das Wasserrecht im deutschen bürgerlichen Gesetzbuch. Gutachten von Keller. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 359. — Äuſserungen von Doell und Gerhardt. Daselbst S. 377 bezw. 406.

Vorschläge für Verbesserung des deutschen Wasserrechts. Aufgestellt von der deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft. Berlin 1892.

I. Kapitel.

Kreislauf des Wassers, Grundwasser und Quellen.

Bearbeitet von

P. Gerhardt,

Meliorations-Bauinspektor in Berlin.

Für die erste und zweite Auflage wurde dieses Kapitel von Stadtbaurat a. D. Frühling in Dresden bearbeitet.

(Hierzu Tafel I und 13 Textfiguren.)

A. Kreislauf des Wassers, Regenmenge, Verdunstung und Versickerung.

§ 1. Kreislauf des Wassers. Unter dem Kreislauf des Wassers versteht man das Aufsteigen desselben als Dampf von den Oberflächen der Gewässer und aller nassen Gründe in die Atmosphäre, seine Ausscheidung aus derselben in Form von Niederschlägen und die Ableitung der gefallenen Wassermengen in Rinnen, Gräben, Bächen, Flüssen und Strömen nach dem Meere. Die atmosphärische Luft enthält stets Wasserdampf. Ihr Gehalt an Wasser — die absolute Feuchtigkeit — ist abhängig von der Temperatur. Nach Munke[1]) vermag die Luft bei einem Barometerstande von 728 mm aufzunehmen bei

—5°	0°	+5°	+10°	+15°	+20°	+25°	+30°	Celsius
0,20	0,30	0,45	0,66	0,95	1,35	1,88	2,57	Gewichtsprozente Wasserdampf.

Relative Feuchtigkeit ist das Verhältnis der wirklich in der Luft vorhandenen Wassermenge zu derjenigen, welche sie bei gleicher Temperatur höchstens würde aufnehmen können. Taupunkt oder Sättigungspunkt nennt man diejenige Temperatur, bei welcher die Luft mit dem jeweilig vorhandenen Wasserdampf gerade gesättigt sein würde. Sättigungs-Defizit bezeichnet die Wassermenge, welche zur vollen Sättigung der Luft entsprechend der herrschenden Temperatur fehlt.

Die Ausscheidung des Wassers aus der Luft findet statt in Form von Tau, Reif, Rauhreif, Nebel, Wolken, Regen, Schnee, Hagel oder Graupeln. — Tau ist ein Niederschlag am Erdboden, welcher dadurch entsteht, dafs die dem Erdboden aufliegende Luftschicht unter den Taupunkt abgekühlt wird. — Reif nennt man den in ähnlicher Weise sich bildenden Niederschlag, sofern die Temperatur unter dem Gefrierpunkt liegt. Dann bildet sich der Niederschlag in fester Form, ohne dafs die Taubildung vorausgegangen zu sein braucht. — Nebel bildet sich nach den Untersuchungen von Coulier und Aitken[2]) durch eine Kondensation des Wassers an den Staubteilchen, die stets

[1]) Gehlers physikalisches Wörterbuch, 2. Aufl., Artikel: „Dampf."

[2]) R. von Helmholtz. Über Nebelbildung. Naturwissenschaftl. Rundschau 1886, S. 69.

in der Luft schweben. Die Nebel verdichten sich zu Wolken, d. i. nach Ritter[3]) zu einer grofsen Schar von Wasserkügelchen — nicht Bläschen, — welche wachsen entweder durch Vereinigung oder durch Kondensation von Wasserdampf an den einzelnen Kugeln. Der Nebel bleibt auch bei Frostwetter flüssig, seine Elemente bestehen bis zu — 10°, selbst bis zu — 13° aus „überkaltetem" flüssigen Wasser in Tropfenform. Kommt dies mit irgend welchen Gegenständen in Berührung, so setzt es sich in krystallinischer Struktur der Windrichtung entgegen an diesen Körpern an: es bildet sich Rauhreif. — Geht die Kondensation des Wassers in den Wolken rasch vor sich, so entsteht der Regen. — Findet die Kondensation bei niedrigen Temperaturen statt, so bilden sich Eisnadeln, welche dem hexagonalen System angehören, und daher sich zu regelmäfsigen sechsstrahligen Sternen gruppieren: dem Schnee.

Die Wolken und die damit zusammenhängenden Erscheinungen verdanken ihr Entstehen immer einer durch einen aufsteigenden Luftstrom erzeugten Abkühlung der Luft. Die frühere Annahme, dafs auch durch Vermischung eines warmen und eines kalten Luftstromes oder durch den Äquatorialstrom Niederschläge entstehen können, trifft nach von Bezold[4]) nicht zu. Absteigende Luftströme können stets nur noch trockener werden und niemals Regen bringen. Die Luftströmungen entstehen entweder durch starke Erhitzung des Bodens oder dadurch, dafs die Luft in ein barometrisches Minimum hineingezogen wird und dort aufsteigt, oder endlich dadurch, dafs die Luft auf ihrem Wege Gebirgszüge überschreitet.[5]) In jedem Falle mufs sie sich um so mehr ausdehnen, in je höhere Regionen sie gelangt; und da zu dieser Arbeit Wärme verbraucht wird, so mufs sie sich abkühlen. Nach den auf Ballonfahrten angestellten Untersuchungen[6]) beträgt die Temperatur-Abnahme der Luft in den Höhen:

von 0 bis 1134 m	bis 1763 m	bis 2250 m	bis 2405 m
0,99°	0,83°	0,75°	0,41° C. auf je 100 m Höhe.

Wird bei solcher durch das Aufsteigen der Luft erfolgten Abkühlung der Sättigungspunkt überschritten, scheidet ein Teil des Wasserdampfes aus, bilden sich Nebel und Wolken, so tritt die Verdampfungswärme in Wirksamkeit: ein Teil der Abkühlung der Luft erfolgt auf Kosten der Veränderung des Aggregatzustandes, es findet daher die Abkühlung nunmehr langsamer statt. Wie vorstehende Zahlen darlegen, ist in den unteren Schichten vor Eintritt der Wolkenbildung auf je 100 m Höhe 1° Abkühlung, in den oberen dagegen nach Eintritt der Wolkenbildung erst auf ungefähr 200 m Höhe 1° Abkühlung zu rechnen. Durch die frei werdende Wärme erhält die Luft einen neuen Auftrieb, sie steigt dauernd aufwärts und wird nach und nach ihres Wasservorrats bis auf einen gewissen Grad beraubt.

Findet das Aufsteigen der Luft vor einem Gebirgszuge statt, und übersteigt die verdünnte abgekühlte gesättigte Luft den Kamm des Gebirges, so findet sie vor sich trockene Luft. Beim Niederfallen verdichtet sie sich, erwärmt sich und wird relativ trockener. Ein Ausscheiden von Wasserdampf findet daher nicht statt; sie kommt am

[3]) Ch. Ritter. Über die Natur der Wasserteilchen, welche die Wolken zusammensetzen. Annuaire de la Soc. Mét. de France 1885, S. 261 und 1887, S. 362. Meteorolog. Zeitschr. 1889, S. [25].

[4]) von Bezold. Über die Bedeutung der mechanischen Wärmetheorie für die Meteorologie. Vortrag im Berliner Zweigverein der deutschen Meteorolog. Ges. am 9. Okt. 1888.

[5]) van Bebber. Die allgemeinen Niederschlagsverhältnisse mit besonderer Berücksichtigung Deutschlands. Wollny. Forschungen a. d. Gebiete d. Agrikulturphysik 1878, S. 341.

[6]) Dr. Kremser. Über meteorologische Beobachtungen einer Ballonfahrt vom 23. Juni 1888. Vortrag im Berliner Zweigverein der deutschen Meteorolog. Gesellschaft.

Fufse des Gebirges trockener an, als sie auf der anderen Seite aufgestiegen war: wir befinden uns auf der „Regenschattenseite“ des Gebirges.

Auf die Niederschlagsmenge eines Ortes ist von wesentlichem Einflufs seine Entfernung vom Meere, seine Höhe über dem Meere und besonders seine Lage zu einem die herrschende Windrichtung kreuzenden Gebirgszuge. Die gröfsere oder geringere Entfernung vom Meere bedingt einen gröfseren oder geringeren Feuchtigkeitsgehalt der zuströmenden Luftschichten, die gröfsere Höhe über dem Meere veranlafst ein stärkeres Kondensieren der Niederschläge, und die Bedeutung der Lage zu den Gebirgszügen erhellt aus obigen Ausführungen.

Die Bedeckung des Bodens ist gegenüber den Luftströmungen von geringem Einflufs auf die Reichhaltigkeit der Niederschläge. Seeartige Wasseransammlungen haben nur beschränkten örtlichen Einflufs, und ob ausgedehnte Waldungen eine Häufung der Niederschläge zur Folge haben, ist noch nicht unzweifelhaft aufgeklärt. Nach Fautrat[7]) sollen über dem Laubwalde durchschnittlich 4,2 %, über Nadelholz durchschnittlich 9,4 % mehr Niederschläge fallen als auf dem benachbarten Freilande. Da nun aber das Laub der Bäume erhebliche Wassermengen zurückhält, so fällt in Wirklichkeit auf den Boden des Waldes weniger Wasser nieder, als auf das benachbarte Freiland. Nach Matthieu[8]) beträgt dieser Unterschied bei Rot- und Weifsbuchenbeständen 8,5—17 %. Nach Frankhäuser[9]) hat sich aus 12jährigen Beobachtungen im Kanton Bern ergeben, dafs in Lärchen-, Rottannen- und Buchenbeständen durchschnittlich 15,9 % weniger Regen zur Erde gelangt als im benachbarten Freilande. Hierbei wurde dasjenige Wasser nicht berücksichtigt, welches an den Baumstämmen entlang zur Erde herabrieselte. Dasselbe beträgt nach Rieglers Untersuchungen[10]) bei einer Buche 12,8 %, bei einer Eiche 5,7 % und beim Ahorn 6,0 % des auf dem freien Lande gefallenen Niederschlages. Durch das Blätterwerk dieser Bäume fallen aber ungleich grofse Wassermengen: es fielen durch die Buche 65,4 %, durch die Eiche 73,6 % und durch den Ahorn 71,5 % des auf dem freien Felde gefallenen Regens. Somit betrug der Gesamtregen, welcher wirklich zur Erde gelangte: 78,2 bezw. 79,3 bezw. 77,5 %, das sind 20 bis 22½ % weniger als auf dem Freilande. Dies ist das Ergebnis Rieglers bei einzelnen gut entwickelten Versuchsbäumen; für den ganzen Wald mit mehr oder minder grofsen Lichtungen ist der Unterschied geringer, wahrscheinlich auf durchschnittlich 12 % anzunehmen.

§ 2. Beschaffenheit des Regenwassers. Regen- und Schneehöhe. Das Regenwasser ist nie chemisch rein. Es enthält stets einen mehr oder minder grofsen Teil derjenigen Gase, aus denen die Luft zusammengesetzt ist. Die Menge der Gase richtet sich nach der Lösbarkeit derselben und nach dem Drucke; sie ist am gröfsten bei niedriger Temperatur des Regens und bei starkem atmosphärischen Druck. Vornehmlich treten Sauerstoff und Stickstoff auf, ferner in geringeren Mengen Kohlensäure und kohlensaures Ammoniak, aufserdem verschiedene feste Körper in gelöster Form, wie z. B. die Chloride, Sulfate und Nitrate von Natrium, Calcium und Ammonium, und endlich unauflösbare Körper, wie Staubteilchen und dergl.[11]). Letztere verursachen die Trübung des Regenwassers.

7) M. Fautrat. Observations météorologiques faites de 1874—78. Paris 1878.

8) A. Matthieu. Météorologique comparée agricole et forestière. Paris 1878.

9) Wollny. Forschungen a. d. Gebiete d. Agrikulturphysik 1882, S. 316.

10) Mitteil. aus dem forstl. Versuchswesen Österreichs 1879, S. 234.

11) J. B. Lawes, J. H. Gilbert und R. Warington. Über die Zusammensetzung des Regenwassers in Rothamsted. Journ. of the roy. agr. Soc. of England, XVII. Wollny. Forschungen a. d. Gebiete d. Agri-

Die Menge des Wassers, welche durch die atmosphärischen Niederschläge, namentlich durch Regen und Schnee, in einer gewissen Zeit auf die Erdoberfläche gelangt, bestimmt man in der Weise, dafs man die Höhe der Wasserschicht angiebt, welche aus dem Regen u. s. w. entstehen würde, wenn er auf eine horizontale Bodenfläche fiele, und weder durch Abflufs, noch durch Versickerung und Verdunstung verringert würde. Diese Höhe nennt man die Regenhöhe. Man denkt sich sämtliche Niederschläge in Regen verwandelt. Hierdurch entgeht man vielen Weitläufigkeiten, weil das spezifische Gewicht des Wassers sich nicht wesentlich ändert, während das Volumen der Niederschläge, besonders des Schnees, sehr veränderlich ist.

Der Schnee wird sonach zur Bestimmung der Niederschlagshöhe stets geschmolzen. Das Verhältnis der Schneehöhe zu der Höhe des beim Schmelzen sich ergebenden Wassers ist bei verschiedenen Temperaturen sehr verschieden. Man gebraucht hier die Bezeichnung spezifische Schneetiefe, und versteht darunter diejenige Höhe der Schneeschicht, welche eine Wasserschicht von 1 mm beim Schmelzen liefert. Nach neueren Untersuchungen des Dr. Schreiber[12]) schwankt die spezifische Schneetiefe zwischen 6,6 und 34 mm. Erstere Zahl stellt sich ein bei Tauwetter und höherer Temperatur zu einer Zeit, in welcher der Schnee mit vielen Wassermengen durchsetzt ist; letztere bei starkem Frost, wenn die Schneekristalle widerstandsfähig gegen Druck sind, der Schnee dadurch locker ist, und sich nicht zusammenballt. Als Mittelwert der spezifischen Schneetiefe fand Dr. Schreiber aus 26 Messungen 16 mm.

Die Dichtigkeit der Schneedecke ist nicht in allen Teilen gleich. Dies ergiebt sich schon daraus, dafs die Temperatur der Schneeschicht mit der Tiefe zunimmt. Woeikoff[13]) fand in St. Petersburg eine mittlere Zunahme der Temperatur von 1/3° C. auf je 1 cm Tiefe. Pollack[14]) fand bei Langen in einer Schneedecke von 0,47 m Tiefe bei — 7,5° C. Oberflächentemperatur folgende Wärmegrade:

in 0,0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,47 m Tiefe
— 7,5	— 6,0	— 5,0	— 4,5	— 1,5	0	+ 0,25	+ 0,5° C.

Die Vermutung, dafs hiernach der dichteste Schnee am Boden, der lockerste an der Oberfläche sich befinde, trifft jedoch nicht immer zu. Die Kälte- und Schmelzperioden, denen eine Schneedecke abwechselnd unterworfen ist, und welche ab und an durch neue Schneefälle unterbrochen werden, bedingen eine ganz verschiedene Dichtigkeit des Schnees in den einzelnen Schichten. Bei starkem Tauwetter und Regen ist die oberste Schicht die dichteste, und besonders dann, wenn vor dem Tauwetter Neu-Schnee gefallen war.

§ 3. Regenmesser. Die Instrumente zur Messung der Regenhöhen heifsen Regenmesser, Ombrometer, Udometer, Hyetometer oder Pluviometer. Sie bestehen in der Regel aus drei Teilen: dem Auffangegefäfs, dem Sammelgefäfs und dem Mefsgerät. Das Auffangegefäfs hat eine trichterartige Form, die offene Auffangfläche ist rund,

kulturphysik 1882, S. 112. — Untersuchungen von Gray zu Lincoln. Wollny. Forschungen a. d. Gebiete d. Agrikulturphysik 1888, S. 78. — Bellucci. Beiträge zum Studium der meteorolog. Wässer. Biedermanns Centralbl. für Agrikulturchemie 1888, S. 795. — A. Lévy. Die Zusammensetzung des Regenwassers. Annuaire de l'Observatoire de Montsouris pour l'an 1887, S. 180. — E. Mach in S. Michele. Untersuchung über den Gehalt des Regenwassers u. s. w. Biedermanns Centralbl. f. Agrikulturchemie 1888, S. 489.

[12]) Meteorolog. Zeitschr. 1889, April.

[13]) Woeikoff. Der Einflufs der Schneedecke auf Boden, Klima und Wetter. 1889.

[14]) Pollack. Über Schnee im Gebirge. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891, S. 67.

mitunter auch quadratisch geformt und gewöhnlich auf ein abgerundetes Maſs 200 bis 2000 qcm genau bemessen. In dem Sammelgefäſs vereinigen sich die Regenmengen, sie werden durch die enge Öffnung des Auffangtrichters vor Verdunstung geschützt, zu gewissen Zeiten abgelassen und mittels des Meſsgerätes gemessen.

Auf den Stationen des preuſsischen meteorologischen Instituts ist der in Fig. 1 dargestellte Regenmesser System Hellmann, Modell 1886, eingeführt.[15])

Fig. 1.
Regenmesser, System Hellmann. Modell 1886.

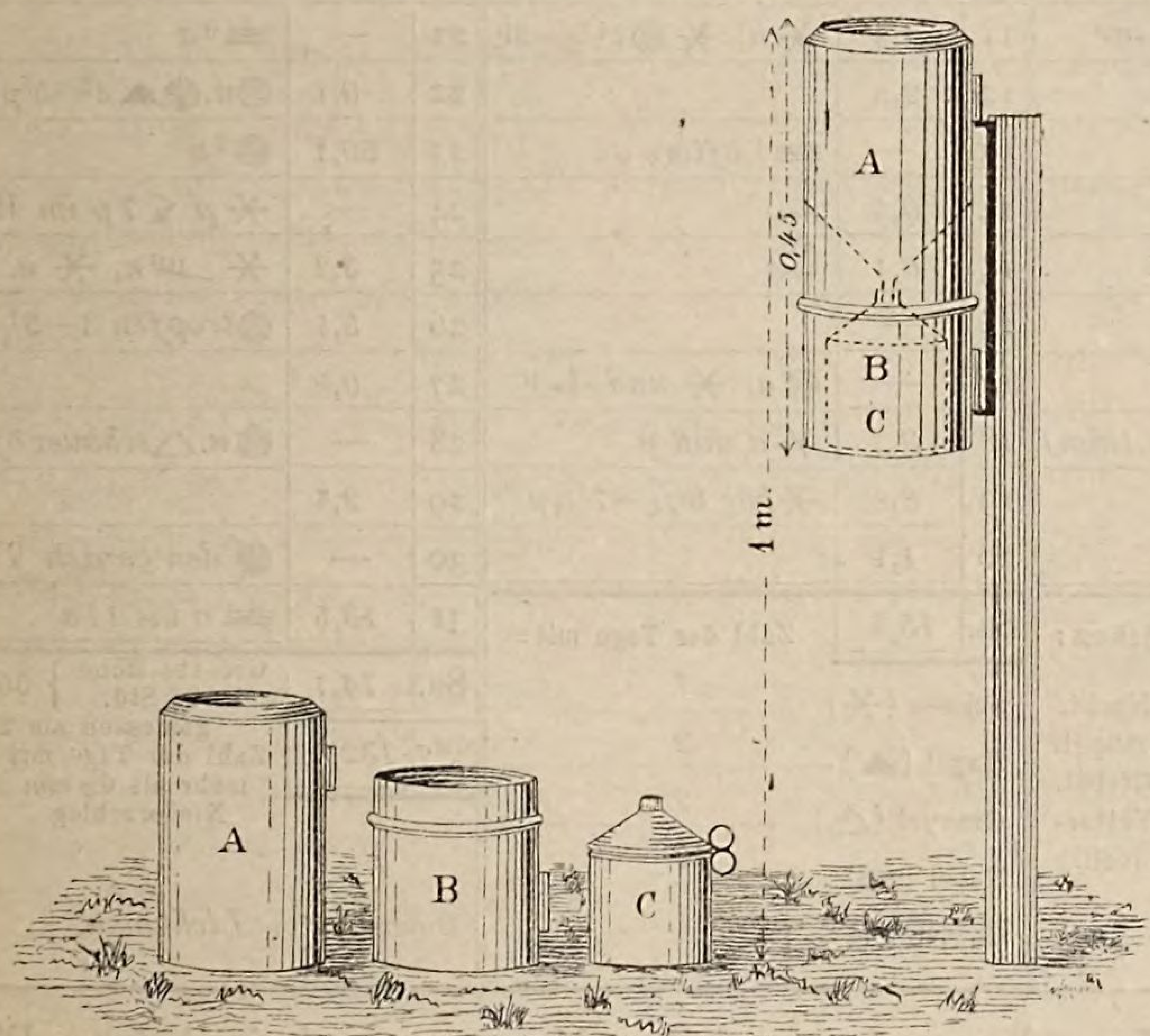


Fig. 2.
Meſsglas.



Es besteht aus einem 46 cm hohen weiſsgestrichenen Cylinder aus Zinkblech, dessen 200 qcm groſse Auffangfläche (159,6 mm Durchmesser) von einem scharfkantig abgedrehten und kegelförmig hergestellten Messingring begrenzt wird. Dieser Cylinder besteht aus zwei Teilen, der obere *A* bildet das eigentliche Auffanggefäſs und enthält einen trichterförmigen inneren Boden; der untere *B* dient als Behälter für die Sammelflasche *C*. Letztere wird zwischen Führungsstäbchen auf drei unterstellten Korken derartig eingesetzt, daſs eine 3 cm starke Luftschicht das Sammelgefäſs vor direkter Bestrahlung durch die Sonne und damit das Wasser vor Verdunstung schützt. Die Befestigung erfolgt durch eine eiserne Klammer an einem eingegrabenen Pfahl derartig, daſs die Auffangfläche genau 1 m über dem Erdboden sich befindet. Nur in solchen Gegenden (Ostpreuſsen und höhere Gebirgslagen), wo bei hoher Schneedecke es nicht unmöglich ist, daſs durch den Wind Schnee vom Erdboden in das Gefäſs gewirbelt werden kann, ist eine gröſsere Höhe 1,25 bis 1,50 m geboten. Zur Bestimmung der Regenmenge wird die Sammelflasche in das in Fig. 2 dargestellte Meſsglas entleert.

Gröſsere Schneemengen werden gemessen, indem man den Regenmesser in einen erwärmten Raum trägt, mit einem Blechdeckel schlieſst und den Schnee zum Schmelzen bringt. Zur Kontrolle wird auſserdem an einer geeigneten Stelle, wo der Schnee nicht zu Windwehen sich anhäuft, ein Brett ausgelegt, und von der sich hier ablagernden Schneeschicht mittels des Auffangegefäſses des Regenmessers ein Schneecylinder ausgestochen; dieser Ausschnitt wird gesammelt und geschmolzen.

[15]) Königl. preuſs. Meteorolog. Institut. Anleitung zur Aufzeichnung und Messung der Niederschläge. Berlin 1891.

Die Messung der Regenhöhen geschieht an den preufsischen Stationen regelmäfsig täglich um 7 Uhr morgens. Die Ergebnisse werden in einem Regentagebuch vermerkt und am Ende des Monats in eine Regenpostkarte übertragen, welche dem meteorologischen Institut übersandt wird. Das Schema der Regenpostkarte wird mit beispielsweiser Ausfüllung nachstehend angegeben.

Station: *Rüdersdorf* **Kreis:** *Niederbarnim* **Monat** *März* **1886**

Meereshöhe: *42* ... *m* **Höhe d. Regenmessers über d. Erdboden:** *1,0* ... *m* **Zeitpunkt der Messung:** *7ª*

Datum	Höhe *mm*	Form und Zeit	Datum	Höhe *mm*	Form und Zeit	Datum	Höhe *mm*	Form und Zeit
1	*0,1*	⌓ *a*, ◍ *tropfen 5—6*ᵖ	11	*1,8*	✱ *n*, ✱ ◍ *1½—3*ᵖ	21	—	≡⁰ *a*
2	*0,9*	◍ *n*, ≡² *6—10*ª	12	2,3		22	*0,1*	◍ *n*. ◍ ▲ *4²⁰–5⁵p (33.4)*
3	—		13	—	≡¹ *öfters a*	23	*50,1*	◍² *n*
4	—	△ *schauer 2—3½*ᵖ	14	*0,3*	⊔	24	—	✱ *p* ↘ *7 p im W.*
5	2,4	◍ *u.* ▲ *böen a u. p*	15	*0,1*	⊔	25	3,2	✱ ⌊ш *n*, ✱ *u.* ◍ *p.*
6	7,3	≡	16	—		26	5,1	◍ *tropfen 3—3½p*
7	—		17	—	◍ *a*, ✱ *und* -↑→ ᵖ	27	*0,0*	
8	*1,5*	◍ *n*, Γ↘² ◍ *3—3²⁰*ᵖ *(24.1mm)*	18	3,4	✱ *a und p*	28	—	◍ *u.* △ *schauer öfters a*
9	*29,7*	◍ *n*	19	*6,8*	✱ *böe 6¾—7¼p*	29	2,7	
10	—	⊔⁰ *a*, ✱ *flocken p*	20	*1,1*		30	—	◍ *den ganzen Tag*
						31	*13,5*	≡ *a bis 11 a*
Sa.	*41,9*	**Abkürzungen und Zeichen:**	Sa.	*15,8*	Zahl der Tage mit:	Sa.	*74,7*	Grösste Höhe in 24 Std. } *50,1 mm* gemessen am 23.
						Mts.-Sa.	*132,4*	Zahl der Tage mit mehr als 0,2 *mm* Niederschlag } *15*

Abkürzungen und Zeichen:
a = Vormittag. p = Nachmittag. n = Nacht. ◍ Regen. ✱ Schnee. ▲ Hagel. △ Graupel. ⌓ Thau. ⊔ Reif. V Rauhfrost. ≡ Nebel. Γ↘ Nah-Gewitter. ⊤ Fern-Gew. ↘ Wetterleuchten. ⌊ш Sturm. ∞ Höhenrauch.
z. B.
◍ n, Γ↘ ▲ 11ª—2½ᵖ, ✱² 6—7ᵖ.

Zahl der Tage mit:
Schnee (✱) *7*
Hagel (▲) *2*
Graupel (△) *2*
Nebel (≡) *2*
Gewitter (Γ↘ ⊤) *1*

Unterschrift: *Lichtenau*

Die Gröfse der Auffangöffnung hat auf das Messungsergebnis keinen Einflufs. Nur dann, wenn der Durchmesser kleiner ist als 10 cm, wird nach Versuchen von Wild[16]) eine geringe Verminderung der Regenmenge bemerkbar — bis 5 %. Die Regenmesser der forstlich-meteorologischen Stationen in Preufsen und den Reichslanden haben 2000 qcm Auffangfläche, andere, z. B. derjenige des astronomischen Observatoriums in Potsdam, sowie der auf der Sternwarte zu Jena 1000 qcm; die Regenmesser auf den Stationen der Deutschen Seewarte haben 500 qcm; die norwegischen Stationen besitzen meist Regenmesser mit quadratischer Auffangfläche von 15 cm Seitenlänge, also 225 qcm Flächengröfse.

Derartige Regenmesser können nur die Niederschlagsmengen angeben, welche während zweier Beobachtungszeiten gefallen waren. Die wirkliche Regenzeit und die Dichtigkeit des Regens in den einzelnen Abschnitten dieser Zeit werden nicht vermerkt. Letzteres gerade ist bei vielen technischen Anlagen unentbehrlich: es sind daher die selbstzeichnenden Regenmesser oder Ombrographen für die Technik von hervorragender Bedeutung. Instrumente, welche diesen Zweck erfüllen sollten, wurden erfunden von Gube in Guhrau[17]), Kreil in Pola[18]), Osnaghi in Fiume[19]), Beckley in

[16]) Wild. Einflufs der Qualität und Aufstellung auf die Angaben der Regenmesser. Repertor. f. Meteorologie IX, No. 9. Wollny. Agrikulturphysik 1886, S. 445.

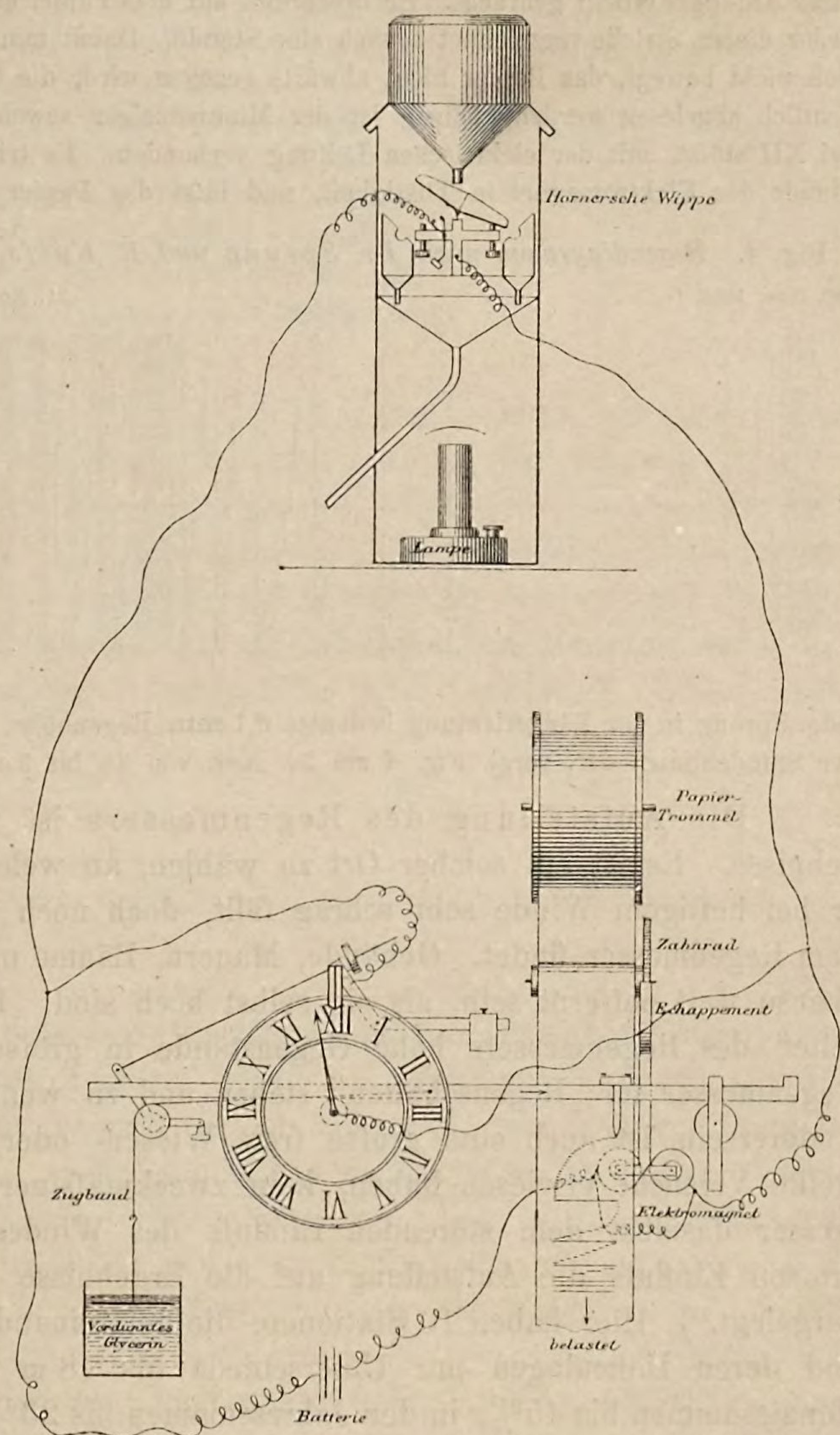
[17]) Zeitschr. des statist. Bureaus 1884, S. 251.

[18]) Schmidt's Meteorologie, S. 692.

[19]) Zeitschr. d. österr. Gesellsch. f. Meteorol. 1870, S. 272.

England[20]), Goldschmidt in Zürich[21]), A. Frank in München[22]), Dr. Maurer in Zürich[23]), C. F. Marvin in Amerika[24]) und von Dr. Sprung und R. Fuefs in Berlin.[25]) Von letzteren beiden rühren zwei verschiedene Apparate her, welche beide sichere Ergebnisse liefern und als die vollkommensten selbstzeichnenden Regenmesser bezeichnet werden dürfen. Der jüngere und bessere von beiden Apparaten ist in Fig. 3 dargestellt. Bei ihm ist die Horner'sche Wippe[26]) zur Anwendung gekommen.

Fig. 3.
Selbstzeichnender Regenmesser von Dr. Sprung u. R. Fuefs.



Diese Wippe befindet sich unter dem Auffanggefäfs und besteht aus zwei gleich grofsen Abteilungen von je 5 cbcm Fassungsraum, welche um eine mittlere Schneide kippen. Da das Auffanggefäfs 500 qcm Öffnung besitzt, so tritt das Wippen bei jeder Regenhöhe von 0,1 mm ein. Das Wasser fällt in einen Sammeltrichter und wird aus demselben durch eine Rohrleitung ins Freie geführt. Eine Lampe dient im Winter zur Erwärmung des Raumes und zum Schmelzen des Schnees.

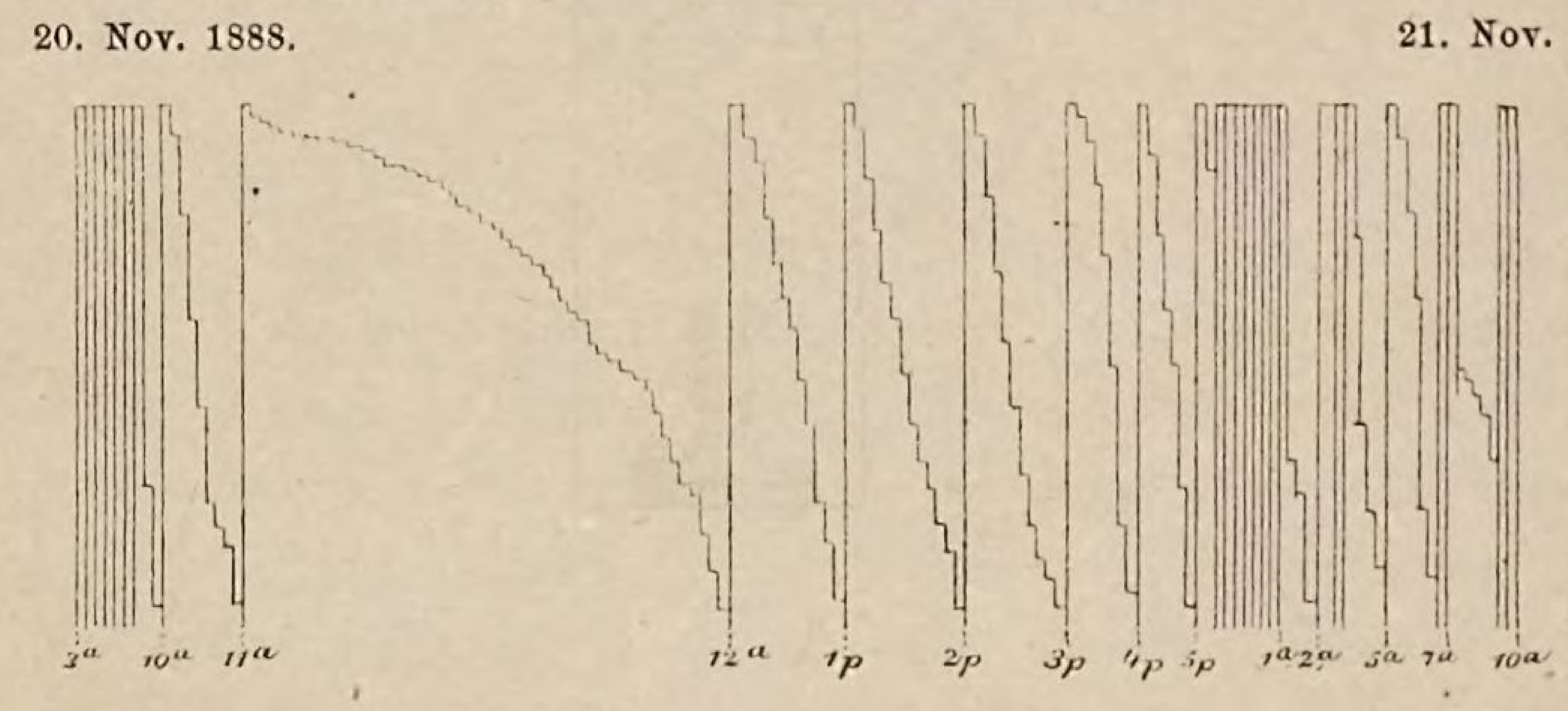
Um starke Regengüsse, also eine schnelle Bewegung der Wippe möglichst deutlich zur Darstellung zu bringen, wird, entgegengesetzt der üblichen Anordnung, nicht das Papier durch ein Uhrwerk, also nach der Zeit, und der Stift durch den äufseren Einflufs, also hier die Regenhöhe, bewegt, sondern umgekehrt der Stift dem Einflufs des Uhrwerks, die Bewegung des Papierstreifens dagegen dem Einflufs der Wippe unterworfen. Hierdurch wird gleichzeitig, da das Papier sich nur dann fortbewegt, wenn Regen fällt, ein unnötiger Papierverbrauch in regenloser Zeit vermieden.

Jede Bewegung der Wippe wird elektrisch übertragen. Sie setzt mittels eines Elektromagneten eine Hemmvorrichtung (Echappement) in Thätigkeit, deren Zahnrad dem am unteren Ende belasteten Papierstreifen eine kurze Abwärtsbewegung gestattet. Quer über diesen Papierstreifen bewegt sich der Schreibstift, und zwar getrieben durch ein Uhrwerk derartig, dafs er in genau einer Stunde den Papierstreifen in voller Breite von links nach rechts durchmifst. Zu dem Ende ist der Schreibstift mit einer Stange

[20]) Zeitschr. d. österr. Gesellsch. f. Meteorol. 1871, S. 129.
[21]) Techn. Mitteil. des schweiz. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880, S. 51.
[22]) Zeitschr. f. Baukunde 1884, S. 218.
[23]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 504.
[24]) Zeitschr. f. Instrumentenkunde 1888, S. 180.
[25]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 505 und Zeitschr. f. Instrumentenkunde 1889, S. 95.
[26]) Kämtz. Lehrb. d. Meteorol. I. S. 413. Leipzig 1831. Auch Schmid's Meteorol. Leipzig 1860, S. 690.

fest verbunden, die auf zwei Rollen ruht. Die eine dieser Rollen befindet sich auf der Achse eines Minutenzeigers; sie hat eine rauhe Aufsenfläche und schiebt die auf der Unterfläche gleichfalls rauh hergestellte Schreibstiftschiene vorwärts. Nach Ablauf jeder Stunde, wenn der Schreibstift an dem äufsersten Rande des Papierstreifens angelangt ist, und der Minutenzeiger auf XII steht, drückt dieser gegen eine das Zifferblatt überragende Backe und hebt durch geringen Druck ein im Gleichgewicht befindliches Hebelwerk und damit eine an einem Winkelhebel befestigte dritte Rolle. Diese unterfängt die Schreibstiftschiene, hebt sie von der rauhen Rolle des Minutenzeigers ab, und setzt sie dem Einflufs eines Zugbandes und eines mit demselben verbundenen, in verdünntem Glycerin sich bewegenden Gegengewichts aus. Hierdurch wird die Schiene in wenigen Augenblicken von rechts nach links gezogen, und damit der Schreibstift in seine Anfangsstellung gebracht. Er beschreibt auf dem Papier einen geraden Strich von rechts nach links. Jeder dieser Striche verzeichnet sonach eine Stunde. Damit nun aber bei regenloser Zeit, wenn die Wippe sich nicht bewegt, das Papier nicht abwärts gezogen wird, die Stundenlinien sich nicht decken, vielmehr deutlich abgelesen werden können, ist der Minutenzeiger sowohl wie die Backe, gegen welche derselbe bei XII stöfst, mit der elektrischen Leitung verbunden. Es tritt dadurch auch ohne Regenfall in jeder Stunde der Elektromagnet in Thätigkeit, und läfst das Papier um dasselbe Stück abwärts gleiten, um welches die Wippe ihn bei jeder einzelnen Bewegung befördern würde. Will man die Regenhöhe durch Zählen der von dem Stift auf dem Papier in der Längsrichtung desselben ausgeführten Sprünge ablesen, so ist für jede Stunde ein Sprung auf Rechnung der Stundenzählung in Abzug zu bringen.

Fig. 4. *Regendiagramm nach Dr. Sprung und R. Fuefs.*



Ein von solchem Regenmesser geliefertes Bild ist in Fig. 4 dargestellt. Je gröfser die Entfernung der die Stunden bezeichnenden Querlinien ist, um so stärker war der Regenfall; jeder Sprung in der Längsrichtung bedeutet 0,1 mm Regenhöhe, regenlose Zeit stellt sich als Schraffierung der Stundenlinien dar, vergl. Fig. 4 am 20. Nov. von $3a$ bis $9a$ und von $6p$ bis $1a$ des 21. Nov.

Die Aufstellung des Regenmessers ist von grofsem Einflufs auf die Ergebnisse. Es ist ein solcher Ort zu wählen, an welchem der Niederschlag, selbst wenn er bei heftigem Winde sehr schräg fällt, doch noch von allen Seiten freien Zutritt zu dem Regenmesser findet. Gebäude, Mauern, Bäume u. dergl. müssen von ihm mindestens ebenso weit entfernt sein, als sie selbst hoch sind. Keinesfalls dürfen an der „Wetterseite“ des Regenmessers hohe Gegenstände in gröfserer Nähe sein, weil alsdann der Regenmesser im „Regenschatten“ stehen und zu wenig Niederschläge auffangen würde. Andererseits ist auch eine grofse freie Wiesen- oder Feldfläche, wie neuerdings angestellte Versuche erwiesen haben, kein zweckmäfsiger Aufstellungsort, weil der Regenmesser daselbst dem störenden Einflufs des Windes zu sehr ausgesetzt ist. Welch grofsen Einflufs die Aufstellung auf die Ergebnisse ausübt, haben Versuche in Berlin dargelegt.[27]) Hier haben 16 Stationen, die untereinander noch nicht 1 km entfernt waren, und deren Höhenlagen nur Unterschiede bis 18 m aufwiesen, Abweichungen in den Monatssummen bis 45%, in den Jahressummen bis 23% ergeben. — Von ganz besonderem Einflufs ist die Höhe der Aufstellung. Nach Wild[28]) nimmt die Regenmenge mit der Höhe derartig ab, dafs der Niederschlag in 13 m Höhe ungefähr 75%, in 26 m ungefähr 64%, in 59 m ungefähr 58% des auf den Erdboden fallenden Regens beträgt. Die Ursache dieser Unterschiede ist nicht, wie man früher angenommen hat, darin zu

[27]) Deutsche Bauz. 1887, S. 106.

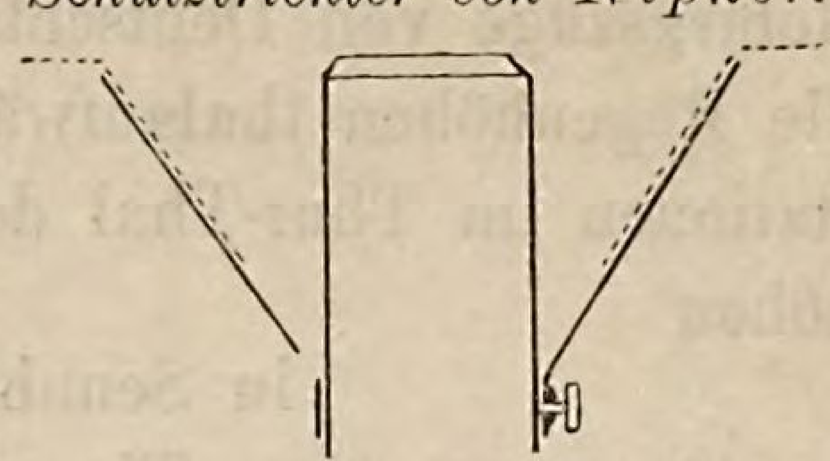
[28]) Wild. Einflufs der Qualität und Aufstellung auf die Angaben der Regenmesser. Repertor. f. Meteorologie IX. No. 9. Wollny. Agrikulturphysik 1886, S. 445.

suchen, dafs die fallenden Regentropfen durch Niederschläge aus der umgebenden Luft sich allmählich vergröfsern, sondern vielmehr in den störenden Einflüssen der Winde, welche in gröfserer Höhe stärker wehen als an dem Erdboden und darum in der Höhe zahlreiche Regentropfen an dem Regenmesser vorbeiführen.

Um den störenden Einflufs des Windes möglichst aufzuheben, hat der Direktor der Missouri Weather Service F. E. Nipher den in Fig. 5 dargestellten Schutztrichter empfohlen.[29])

Er besteht aus einer trichterförmigen, aus Blech hergestellten Umhüllung des Auffanggefäfses. Dieselbe ist auf der inneren Seite bis auf ungefähr $^2/_3$ ihrer Tiefe mit Draht bezogen; die Drahtbekleidung setzt sich in Höhe der Auffangfläche horizontal ringförmig fort. Sie verhindert das Überspringen etwa in den Trichter fallender Regentropfen in die Auffangfläche des Regenmessers. Kleine Öffnungen an der Spitze des Trichters sorgen für den Abflufs der eingefallenen Regen- und Schneemassen. Die Zweckmäfsigkeit dieses Apparates ist durch Versuche von R. Börnstein in Berlin[30]) und H. Wild in Petersburg[31]) erwiesen worden. Sie ergaben, dafs die Wirksamkeit des Trichters um so gröfser ist, je leichter der Niederschlag und je stärker der Wind ist.

Fig. 5.
Schutztrichter von Nipher.



§ 4. Jährliche Regenmengen. Das Fallen der Niederschläge unterliegt einem steten Wechsel. Wie die Regenmassen eines Gewitters nie 10 Minuten lang mit derselben Dichtigkeit fallen, so sind die Regenmengen der Tage, der Monate, der Jahre stetigen Schwankungen unterworfen. Die Sommermonate bringen mehr Regen als die Wintermonate; regenreiche Jahre wechseln mit regenarmen. Brückner hat ermittelt, dafs sogar säkulare Schwankungen bestehen.[32]) Er weist in dem Zeitraum von 1700 bis 1880 fünf vollständige Schwankungen regenreicher und regenarmer Zeiten nach. Es sind zu bezeichnen:

Als feuchte Perioden:	1691—1715	1736—55	1771—80	1806—25	1841—55	1871—85
mit einer Jahresdauer von durchschnittlich 17,5 Jahre,	25	20	10	20	15	15
und als trockene Perioden:	1716—35	1756—70	1781—1805	1826—40	1856—70	
mit einer Jahresdauer von durchschnittlich 18 Jahre,	20	15	25	15	15	

sonach beträgt die Dauer einer vollständigen Schwankung durchschnittlich 35,5 Jahre.

Wie grofs der Einflufs dieser Schwankungen ist, geht aus einer Berechnung Brückners hervor, der zufolge alle Landflächen der Erde in den trockenen Lustren 1831—35 und 1861—65 nur etwa $^7/_8$ derjenigen Regenmenge erhalten haben, welche in den feuchten Lustren 1846—50 und 1876—80 gefallen waren. Diese Erscheinung, deren Ursache bisher noch nicht aufgeklärt ist — sie hat mit den Sonnenflecken z. B. gar keinen Zusammenhang —, ist um so wunderbarer, als ein Ausgleich der Regenmassen auf den Landflächen der Erde selbst nicht stattfindet; denn die feuchten und die trockenen Jahrzehnte treten gleichzeitig und gleichmäfsig auf der ganzen Erde auf. Ähnliche Schwankungen lassen sich nachweisen in der Temperatur, im Luftdruck, im Wasserstand der Flüsse und in den Grundwasserstandshöhen, sodafs ersichtlich ist: Die Ausgleichungen in dem Wasservorrat der Natur vollziehen sich von selbst in grofsen

[29]) Zeitschr. d. österr. Ges. für Meteorologie 1879, S. 250.
[30]) Meteorolog. Zeitschr. 1884, S. 381.
[31]) Wild. Einflufs der Qualität und Aufstellung auf die Angaben der Regenmesser. Repertor. f. Meteorologie IX, No. 9. Wollny. Agrikulturphysik 1886, S. 445.
[32]) Brückner. Klimaschwankungen. 1890.

Zügen und langen Jahren unbekümmert um die Thätigkeit der Menschen. Die Entwaldungen, Entsumpfungen, Flufsregulierungen u. dergl. haben auf diese gewaltigen Erscheinungen keinen Einflufs. Wir erhalten aber durch die säkularen Schwankungen eine Aufklärung über die vielbeklagte Wassernot der letzten Jahre: wir befanden uns bisher in einer nassen Periode und nähern uns gegenwärtig einer trockenen.

Die gröfsten jährlichen Regenmengen finden wir in Europa überall da, wo der Regenwind gezwungen ist, ein Gebirge zu überschreiten, und ganz besonders dort, wo schroffe Gebirge sich unmittelbar aus dem Meere erheben, wie in Norwegen und Schottland. Es liefern Bergen 2253 mm, Portree (Insel Skye) 2578 mm, Seathwaite im Cumbrischen Gebirge 3687, die Station am Stye-Pass 4812 mm. Die regenreichsten Gebirgszüge von Deutschland sind der Wasgenwald und der Schwarzwald. Wie hier die Regenhöhen thalaufwärts zunehmen, möge folgende Zusammenstellung von Regenstationen im Thur-Thal der Südvogesen zeigen.[33]) Im Jahre 1880 betrugen die Regenhöhen

in Sennheim,	275 m hoch		820 mm
„ Thaun,	335 „ „		970 „
„ Weiler,	385 „ „		1420 „
„ St. Amarin,	403 „ „		1450 „
„ Wesserling,	427 „ „		1630 „
„ Odern,	460 „ „		1930 „
„ Wildenstein,	570 „ „		2520 „

In ähnlicher Weise hat Osterode im Harz nur 580 mm Regenhöhe, während in dem nur 11 km entfernten, aber 354 m höher an der Regenseite des Harzes belegenen Clausthal 1491 mm beobachtet wurden. Nicht ganz so regenreich wie die Gebirge sind die Hochebenen. So liefert Stavelot in der Eiffel 936 mm, Arnsberg im Sauerlande 932 mm.

Zu den trockenen Gebieten West-Europas — darunter sind diejenigen zu verstehen, welche weniger als 550 mm Regenmenge jährlich liefern, — gehören die Umgegend von Paris, das Thal des Allier in Frankreich, und die Rheinebene nördlich von Mannheim, sowie Thüringen mit der goldenen Aue. Sie liegen im Regenschatten, ebenso wie das nördliche Böhmen, die Umgegend von Prefsburg und die ganze ungarische Tiefebene, welche alle drei ringsum durch hohe Gebirgszüge gedeckt sind.[34]) Norddeutschland besitzt nach Hellmann[35]) nur drei trockene Gebiete, nämlich: den Teil Westpreufsens südlich der Liebe und westlich der Drewenz, die Umgebung von Bernburg im Anhaltischen, also gerade östlich vom Harz, und endlich Riesa im Regenschatten eines kleinen, nur etwa 300 m langen Hügellandes, welches von Torgau wie ein kleines Gebirge erscheint.

Die Verteilung der Niederschläge auf die Jahreszeiten ist aus Tabelle 1, S. 19 ersichtlich.

Die gröfsere Regenmenge trifft in Mitteleuropa auf die Sommermonate. Nur in solchen Gegenden, welche, wie z. B. Triest, Seeklima oder eine bedeutende Höhenlage über dem Meeresspiegel haben, sind die Niederschläge im Herbst gröfser. Auch für

[33]) G. Hellmann. Über die Niederschlagsverhältnisse Deutschlands. Meteorolog. Zeitschr. 1886, Heft 10 u. 11. — Der Naturforscher 1887, S. 50.

[34]) O. Krümmel. Die Verteilung der Regen in Europa. Wollny. Agrikulturphysik 1879, S. 116.

[35]) G. Hellmann. Über die Niederschlagsverhältnisse Deutschlands. Meteorolog. Zeitschr. 1886, Heft 10 u. 11. — Der Naturforscher 1887, S. 50.

Tabelle 1. **Jährliche Regenmengen.**

Stationen.	Länge der Beobachtungszeit Jahre.	Höhe der atmosphärischen Niederschläge (Millimeter).				
		Winter.	Frühling.	Sommer.	Herbst.	Jahr.
Arnstadt	42	92	148	213	126	579
Bonn	23	117	142	197	139	595
Berlin	23	133	153	208	133	597
Bromberg	10	106	108	190	120	526
Bremen	37	162	150	230	167	709
Clausthal	16	445	316	416	314	1491
Crefeld	23	163	143	198	168	672
Cöln	23	130	133	191	142	596
Carlsruhe	54½	158	172	217	176	723
Danzig	16	79	95	174	127	475
Dresden	28	145	159	240	154	698
Darmstadt	9	142	153	206	164	665
Emden	18	158	135	227	198	718
Frankfurt a. O.	23	104	119	207	108	538
Frankfurt a. M.	22¾	127	131	213	143	614
Görlitz	23	121	143	247	138	649
Göttingen	14	118	117	196	116	547
Gieſsen	12	124	133	222	138	617
Halle	20	108	119	200	118	545
Hannover	16	116	127	202	129	574
Heidelberg	19	138	161	212	182	693
Jena	38	85	115	196	149	545
Königsberg	32	111	105	203	192	611
Kiel	19⅔	145	126	205	176	652
Lübeck	30½	106	107	201	143	557
Lüneburg	17¾	131	133	206	137	607
Meiſsen	10	95	122	216	109	542
Mannheim	38⅔	103	136	204	135	578
Metz	32½	146	141	183	178	648
Oldenburg	14¼	164	158	235	175	732
Posen	23	94	96	205	109	504
Potsdam	17	104	119	207	108	538
Rostock	18¼	99	79	140	111	429
Ratibor	23	87	121	229	131	568
Stettin	23	92	102	188	111	493
Stuttgart	45	100	148	218	144	610
Straſsburg	14	103	180	263	175	721
Tilsit	50	116	123	241	181	661
Trier	22	152	160	214	170	696
Ulm	17	105	141	229	148	623
Athen	12	134	82	24	142	382
Bergen	17	597	400	475	781	2253
Edinburgh	27	177	151	203	226	757
Genf	29	132	182	228	278	822
Liverpool	18	186	157	249	275	867
Mailand	68	206	230	233	298	967
Ofen	11	83	110	114	128	435
Paris	30	103	117	128	135	483
Petersburg	16	74	73	171	130	448
Prag	52	57	94	159	79	389
Rom	40	236	185	87	277	785
Stockholm	36	64	69	160	141	434
Triest	16	182	235	253	431	1101
Upsala	87	56	62	117	95	330
Warschau	11	86	114	212	165	577
Wien	18	102	153	192	119	566

die Gegenden längs der Ostsee ist die Regenmenge des Herbstes nicht sehr verschieden von der des Sommers. Im grofsen Durchschnitt beträgt die Höhe der Niederschläge in Deutschland 660 mm; davon fallen:

auf den Winter	18,1%	Frühling	22,4%
Sommer	36,0%	Herbst	23,5%[36])

Die Durchschnittshöhe auf den etwa 1700 Stationen in Britannien und Irland hat sich 1850—1869 zu 862 mm, also zu 30% gröfser als diejenige in Deutschland ergeben.

Einen Einblick in die räumliche Verteilung der Jahresniederschläge gewinnt man durch Niederschlagskarten (Regenkarten)[37]), wenn die Orte mit gleicher Jahressumme der Niederschläge durch Linien miteinander verbunden werden.

§ 5. Monatliche Regenmengen. Die folgende Tabelle 2 giebt nach v. Möllendorff[38]) die mittleren atmosphärischen Niederschläge für verschiedene deutsche Stromgebiete an. Die gröfsten monatlichen Niederschlagsmengen, welche für hydrotechnische Arbeiten wichtiger als die mittleren sind, wurden nach Hellmann[39]) in der weiteren Tabelle 3 zusammengestellt.

Tabelle 2. **Mittlere monatliche Niederschläge für verschiedene Stromgebiete.**

Bezeichnung der Stromgebiete.	Regenhöhen (Millimeter).												
	Dezember.	Januar.	Februar.	März.	April.	Mai.	Juni.	Juli.	August.	September.	Oktober.	November.	Jahr.
I. Stromgebiet des Rheins.													
Neckar-Gebiet	54	45	41	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Main-Gebiet	75	65	36	34	50	73	66	73	71	44	53	57	697
Mosel-Gebiet	43	51	30	37	46	71	64	68	65	50	55	50	629
Von d. Mündung d. Mosel bis Emmerich	46	48	41	39	51	68	74	79	77	52	52	54	681
II. Stromgebiet der Ems	48	47	33	38	38	59	63	91	72	47	55	50	641
III. Stromgebiet der Weser.													
Leine-Gebiet	71	52	50	52	64	70	72	12	94	51	65	58	711
Weser bis Bremen	61	48	48	46	58	64	70	106	87	51	62	54	755
IV. Stromgebiet der Elbe.													
Eger-Gebiet	32	31	25	32	38	72	84	93	79	68	64	52	670
Mulde-Gebiet	74	48	36	63	58	68	84	97	88	63	45	64	788
Saale-Gebiet	44	35	43	36	52	67	106	91	78	53	52	48	705
Spree- und Havelgebiet	46	40	33	36	49	54	61	76	74	38	33	51	591
Elb-Gebiet im Mittel	53	43	42	42	55	71	90	97	86	57	29	55	720
V. Stromgebiet der Oder.													
Glatzer-Neifse-Gebiet	41	28	19	32	64	60	107	89	81	53	43	47	664
Bober-Gebiet	33	29	20	18	33	51	35	112	103	39	37	36	546
Lausitzer-Neifse-Gebiet	35	32	37	24	40	55	73	107	99	35	29	33	599
Oder-Gebiet im Mittel	36	32	27	28	38	55	70	87	82	41	37	39	572
VI. Donau-Gebiet im Mittel	52	48	46	48	65	92	98	115	100	73	87	68	892
VII. Küsten der Nordsee im Mittel	42	39	18	32	31	40	36	93	59	46	32	43	511
VIII. Küsten der Ostsee im Mittel	35	34	22	25	34	45	48	67	69	43	36	37	495

36) G. Hellmann. Über die Niederschlagsverhältnisse Deutschlands. Meteorolog. Zeitschr. 1886, Heft 10 u. 11. — Der Naturforscher 1887, S. 50.

37) Vergl. Schrader. Über Regenkarten. Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 95. — Eine Niederschlagskarte des Rheingebiets befindet sich in: „Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse“, herausgegeben von dem Centralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Grofsherzogtum Baden. Berlin 1889.

38) v. Möllendorff. Die Regenverhältnisse Deutschlands. Görlitz 1862.

39) Zeitschr. des statist. Bureaus 1884, S. 251.

Tabelle 3. **Gröſste monatliche Regenhöhen.**

No.	Ort.	Beobachtungs-jahre.	Januar.	Februar.	März.	April.	Mai.	Juni.	Juli.	August.	September.	Oktober.	November.	Dezember.
1	Altona	27	139	121	85	128	92	128	**181**	171	113	153	103	162
2	Berlin	36	88	124	134	82	116	142	**236**	154	97	134	118	111
3	Boppard	38	92	93	97	147	118	162	180	**182**	127	145	114	127
4	Bremen	47	138	108	142	106	178	176	**235**	198	153	153	138	185
5	Breslau	36	72	90	57	98	118	153	166	**229**	111	72	93	82
6	Bromberg	23	65	56	77	96	101	125	127	**160**	102	81	100	72
7	Clausthal	29	253	328	314	302	153	374	310	282	206	177	306	**456**
8	Cleve	36	106	137	122	111	130	162	167	**172**	144	151	153	162
9	Cöln	36	88	98	152	168	98	163	155	**187**	98	125	135	135
10	Cöslin	36	102	71	80	100	98	123	187	**196**	103	169	129	100
11	Crefeld	36	109	98	116	116	106	141	154	157	110	139	145	**173**
12	Danzig	27	57	48	79	71	107	99	**207**	153	101	84	94	68
13	Eichberg	25	76	91	96	101	156	204	**211**	170	130	91	77	87
14	Elsfleth	24	86	109	120	115	88	190	161	**210**	135	100	120	130
15	Emden	30	117	123	99	85	109	148	**176**	174	164	140	135	147
16	Erfurt	36	60	54	60	142	123	129	**202**	148	116	109	78	70
17	Frankfurt a. M.	36	93	84	110	146	173	196	**208**	173	91	147	153	106
18	Frankfurt a. O..	36	50	74	89	100	127	125	**178**	162	80	85	135	112
19	Görlitz	36	81	115	128	95	112	147	**198**	179	145	121	118	115
20	Göttingen	27	79	78	98	109	82	122	**177**	152	92	123	109	128
21	Gütersloh	47	125	133	131	147	116	**208**	189	173	119	168	127	187
22	Halle a. S.	33	70	85	73	100	105	163	**206**	113	114	125	148	101
23	Hannover	29	74	108	94	105	89	159	161	143	103	**166**	107	154
24	Heiligenstadt	36	70	83	120	98	104	**185**	177	142	143	154	179	148
25	Jena	41	98	64	74	125	148	150	**186**	134	126	96	75	89
26	Jever	27	109	151	115	93	97	154	159	**200**	149	169	141	143
27	Kiel	33	91	99	131	96	111	125	**161**	133	136	152	133	143
28	Klauſsen b. Lyck	54	68	59	72	69	99	171	**296**	**310**	120	134	99	68
29	Königsberg i. Pr.	36	81	65	79	69	126	143	138	168	**181**	116	136	86
30	Konitz	31	82	79	115	82	88	144	**173**	150	98	110	93	103
31	Lingen	29	99	86	106	101	122	131	**178**	136	125	146	129	148
32	Löningen	28	93	152	116	91	132	**175**	166	139	122	127	128	157
33	Lüneburg	29	69	90	94	98	111	**200**	128	117	99	115	96	128
34	Münster i. W.	31	104	119	131	104	133	158	158	141	128	122	**164**	145
35	Oldenburg	27	86	110	110	180	114	163	**190**	177	149	114	145	153
36	Posen	36	84	78	76	96	99	134	**148**	117	103	83	112	79
37	Putbus	31	69	64	74	71	77	114	116	**191**	128	148	97	99
38	Ratibor	35	58	79	84	90	137	188	153	**218**	149	90	96	80
39	Regenwalde	25	86	69	132	99	110	116	146	**195**	96	134	110	98
40	Rostock	32	100	111	101	76	101	88	**189**	148	108	143	87	109
41	Sondershausen	23	82	96	85	92	98	173	**239**	146	99	136	100	116
42	Stettin	36	58	57	74	71	93	137	150	**205**	113	86	81	84
43	Tilsit	64	107	108	83	95	148	**225**	201	190	157	190	163	129
44	Torgau	36	72	85	89	103	103	**174**	162	142	124	111	98	133
45	Trier	36	104	110	114	129	139	152	151	166	124	153	**181**	146
46	Zechen b. Guhrau	36	54	74	84	76	105	150	154	**254**	125	109	110	76

Diese Tabelle lehrt, dafs monatliche Niederschlagshöhen von 200 mm nicht selten sind, dafs in einzelnen Fällen sogar 300 mm überschritten werden, ferner, dafs eine bestimmte Beziehung zwischen der gröfsten und der zugehörigen mittleren Niederschlagsmenge nicht besteht, dafs aber die gröfsten monatlichen Niederschlagsmengen periodische Zu- und Abnahmen zeigen, nämlich in folgender Weise:

Januar	139 mm	Mai	178 mm	September	206 mm
Februar	152 „	Juni	225 „	Oktober	190 „
März	152 „	Juli	296 „	November	181 „
April	180 „	August	310 „	Dezember	187 „

Endlich ergiebt sich, dafs die Monats-Maxima hauptsächlich auf die Sommermonate fallen. In 21 Fällen trafen sie den Juli, in 14 Fällen den August, in 6 den Juni, dagegen in nur 1 bis 2 Fällen die Monate September bis Dezember, niemals die Monate Januar bis März. Die seltenen Fälle, in welchen der gröfste Monatsniederschlag einen der Monate Oktober bis Dezember traf, haben sich in den zu Herbstregen neigenden Gebieten Nordwestdeutschlands (Hannover, Münster i. W., Crefeld und Trier) zugetragen.

§ 6. **Tägliche Regenmengen.** Die täglichen Niederschlagsmengen haben hydrotechnisch nur dann Bedeutung, wenn sie von ungewöhnlicher Höhe sind. Die Tabelle 4 auf S. 23 zeigt nach Hellmann[40]) die gröfsten täglichen Regenhöhen in den einzelnen Monaten. Auch aus dieser Tabelle ist ersichtlich, wie gleichartig und einheitlich das norddeutsche Flach- und Hügelland ist, sowie, dafs die Verteilung der Tages-Maxima auf die einzelnen Monate ungefähr dieselbe ist, wie die Verteilung der Monats-Maxima, nämlich: auf Juli 14, August 13, Juni und September je 6 Fälle, auf Mai nur 1 Fall, während die kälteren Monate Oktober bis April kein einziges Tages-Maximum zeigen.

Die je vorgekommenen gröfsten täglichen Niederschläge von Deutschland und Österreich-Ungarn zeigt die Tabelle 5, S. 24. Aus derselben ist erkenntlich, wie verschieden für benachbarte Stationen derselben geographischen Region die gröfsten beobachteten täglichen Niederschlagshöhen sind. Es ist zu vermuten, dafs die Ursache vorwiegend in der Ungleichartigkeit der Beobachtungen beruht, sie kann aber auch abhängig sein davon, dafs die gröfsten Regenmengen in der Regel bei räumlich sehr beschränktem Gewitterplatzregen und Wolkenbrüchen fallen, und daher überall da den Aufzeichnungen sich entziehen, wo wenig Beobachtungsstationen vorhanden sind. Man ersieht ferner aus der Tabelle, dafs in dem norddeutschen Flach- und Hügellande nahezu gleich hohe Maxima vorgekommen sind, nämlich z. B. in

Klaufsen bei Lyck . . .	100 mm	Beuthen, Ober-Schlesien	110 mm
Kurwien bei Johannisburg	104 „	Ringelsdorf bei Genthin	114 „
Kolberg	102 „	Kiel	100 „
Breslau	95 „		

So ist man zu folgenden Schlüssen berechtigt: Ein tägliches Maximum der Niederschläge von mindestens 100 mm ist im ebenen Norddeutschland überall zu gewärtigen; ferner: im gebirgigen Norddeutschland können die Tages-Maxima auf das $1^1/_2$ fache der Ebene steigen, wie die Beobachtungen im Riesengebirge und im Harz zeigen; endlich:

[40]) Zeitschr. d. statist. Bureaus 1884, S. 251.

die in den österreichischen Alpenländern beobachteten Tages-Maxima sind ihrem Betrage nach nicht höher als diejenigen der norddeutschen Ebene, sie kommen aber dort ungleich häufiger vor als hier; in den Ostalpen, namentlich auf der Südwestseite der Karawanken, sind tägliche Regenmengen von 150 mm keine Seltenheit.

Tabelle 4. **Gröfste tägliche Regenhöhen in den einzelnen Monaten.**

No.	Ort.	Beobachtungsjahre.	Januar.	Februar.	März.	April.	Mai.	Juni.	Juli.	August.	September.	Oktober.	November.	Dezember.
1	Berlin	36	20	19	26	27	43	55	**67**	32	34	40	35	19
2	Breslau	33	21	23	31	21	42	54	56	**95**	61	28	43	27
3	Bromberg	23	21	17	15	17	33	36	31	43	**47**	36	**47**	21
4	Clausthal	29	48	39	49	40	42	**116**	107	61	40	39	64	49
5	Cleve	36	21	36	34	29	36	47	60	**62**	55	41	45	43
6	Cöln	36	25	26	30	44	43	58	52	**63**	55	32	37	46
7	Cöslin	36	29	23	43	42	32	38	59	64	?**79**	34	43	24
8	Eichberg b. Hirschberg	25	27	19	28	28	**91**	72	78	63	61	29	64	22
9	Emden	30	30	30	26	16	24	50	33	**60**	36	33	25	27
10	Erfurt	36	24	35	22	63	47	73	**82**	33	35	42	42	30
11	Eutin	28	27	21	45	19	37	46	45	**47**	40	34	35	45
12	Frankfurt a. O.	36	12	20	19	38	57	46	**94**	60	29	25	35	21
13	Görlitz	36	26	37	28	38	35	40	60	**68**	52	31	32	22
14	Göttingen	27	21	19	16	28	23	27	35	**48**	40	21	25	29
15	Gütersloh	36	32	37	26	28	58	86	**90**	33	36	27	29	35
16	Halle a. S.	33	?45	25	22	38	40	60	**89**	51	34	32	28	42
17	Hannover	29	21	27	33	26	25	**62**	50	43	43	41	34	37
18	Heiligenstadt	36	27	58	29	39	28	47	**58**	29	51	36	34	43
19	Hinrichshagen b. Woldegk	29	29	35	29	34	35	39	35	**68**	35	36	34	32
20	Klaufsen b. Lyck	34	13	19	12	13	35	35	**77**	28	37	23	22	17
21	Königsberg i. Pr.	36	24	25	17	18	52	55	45	58	**69**	27	31	17
22	Konitz	31	22	20	22	16	29	50	**52**	42	28	29	19	25
23	Lingen	29	22	24	27	17	26	**46**	32	26	27	23	24	22
24	Löningen	28	23	31	27	27	28	53	**83**	42	32	27	31	26
25	Lüneburg	29	16	17	21	27	52	**53**	29	52	42	38	27	23
26	Mühlhausen i. Th.	26	19	41	17	19	50	39	35	**54**	39	46	22	45
27	Oldenburg	27	26	24	25	25	28	60	43	**62**	38	30	27	31
28	Otterndorf	29	26	14	20	28	26	45	**66**	39	35	37	23	22
29	Posen	36	29	18	18	29	25	43	**83**	50	43	32	31	19
30	Putbus	33	19	28	19	19	49	46	48	**67**	57	30	26	?
31	Ratibor	35	21	34	26	27	32	68	46	59	?**89**	42	40	30
32	Regenwalde	25	30	21	24	51	53	53	**61**	59	43	36	27	28
33	Salzwedel	20	27	22	16	30	23	50	45	**78**	44	40	43	29
34	Schönberg i. M.	33	30	31	33	18	28	46	**47**	44	38	31	28	25
35	Stettin	36	24	17	21	28	32	47	62	**85**	44	25	20	28
36	Tilsit	36	26	24	20	28	56	59	**78**	69	43	41	38	25
37	Torgau	36	20	26	18	38	46	**63**	51	30	38	26	26	31
38	Trier	36	33	23	24	32	30	**73**	31	63	41	38	33	32
39	Wustrow auf dem Fischlande	32	22	15	22	22	34	37	42	45	?**63**	29	45	19
40	Zechen b. Guhrau	24	15	19	13	28	42	42	62	61	**66**	20	14	20

Tabelle 5. **Gröfste tägliche Regenhöhen.**

Ort.	Datum.	Regenmenge des Tages mm
Anhalt u. sächsische Staaten.		
Ballenstedt	26. Juli 1882	102
Gotha	26. Aug. 1847	58
Greiz	15. Juli 1873	68
Harzgerode	26. „ 1882	121
Salzungen	16. Sept. 1883	68
Waltershausen	14. Aug. 1884	108
Baden.		
Auggen	24. Juli 1877	98
Baden-Baden	14. Juni 1880	124
Badenweiler	24. Juli 1877	119
Bretten	12. Juni 1880	100
Buchen	13. Dez. 1880	95
Donaueschingen	20. Jan. 1873	67
Freiburg	25. Mai 1872	99
Heidelberg	12. Juni 1880	80
Höchenschwand	27. Okt. 1880	141
Karlsruhe	8. Sept. 1877	92
Mannheim	12. Juni 1880	115
Meersburg	11. „ 1876	135
Schopfheim	25. Mai 1872	100
Schweigmatt	13. Febr. 1877	118
Villingen	25. Mai 1872	77
Wertheim	12. Juni 1880	86
Bayern.		
Amberg	8. Juli 1883	54
Augsburg	14. Dez. 1880	50
Eggenfelden	27. Mai 1881	55
Gastewitz	22. Juni 1884	101
Grofszschepa	„	106
Hof	21. Aug. 1880	67
Hohenpeissenburg	5. Juni 1882	51
Hundshübel	22. „ 1884	124
Kempten	27. Okt. 1880	62
Kissingen	4. März 1880	56
Kollmen b. Rochlitz	22. Juni 1884	105
Kreuth	27. Dez. 1882	94
Landau	22. Aug. 1879	51
Lindau	3. Sept. 1881	112
Magnetsried	28. Mai 1881	59
Memmingen	3. Sept. 1881	64
München	28. Mai 1881	92
Nürnberg	10. „ 1879	70
Rabenstein	26. Dez. 1882	64
Regensburg	2. Sept. 1881	50
Rosenheim	4. „ 1882	76
Speyer	13. Juni 1880	69
Traunstein	22. Juli 1881	68
Weifsenburg a. S.	10. Mai 1879	50
Wurzen	22. Juni 1884	102
Zweibrücken	20. Okt. 1879	57
Elsafs-Lothringen.		
Altbreisach	16. Juni 1877	63
Kehler Brücke	13. „ 1880	73
Melkerei	27. Dez. 1882	101
Odern	16. Aug. 1879	91
Saargemünd	17. Juni 1880	67
Sewen	26. Dez. 1882	83
St. Amarin	22. Aug. 1880	90
Hamburg.		
Hamburg	17. Juni 1879	86
Hessen.		
Giefsen	30. Juli 1862	116
Mecklenburg.		
Hinrichshagen	8. Aug. 1857	68
Rostock	23. Juli 1880	69
Schönberg	23. „ 1867	47
Schwerin	27. Juni 1861	76
Oldenburg.		
Eutin	26. Aug. 1877	47
Löningen	24. Juli 1873	83
Oldenburg	23. Aug. 1866	62
Preufsen.		
Provinz Brandenburg.		
Berlin	11. Juli 1858	67
Frankfurt a. O.	12. „ 1855	94
Pammin b. Arnswalde	1. Aug. 1883	75
Provinz Hannover.		
Brocken	31. Juli 1858	127
Büchenberg b. Elbingerode	22/23. Juli 1855	248
Clausthal	29. Juni 1861	116
Emden	19. Aug. 1880	60
Hannover	29. Juni 1861	62
Lingen	12. „ 1858	46
Lüneburg	2. „ 1874	53
Otterndorf	13. Juli 1872	66
Schmücke	23. Nov. 1890	137

Ort.	Datum.	Regenmenge des Tages mm
Provinz Hessen-Nassau.		
Frankfurt a. M.	19. Aug. 1839	69
Hanau	21. Juli 1882	70
Schlüchtern	2. Sept 1884	125
Provinz Ost- u. Westpreufsen.		
Klaufsen b. Lyck	17. Aug. 1844	100
Königsberg i. Pr.	10. Sept. 1876	69
Konitz	4. Juli 1871	52
Kuhrien b. Johannisburg	9. Sept. 1876	104
Neufahrwasser	9. Juli 1882	69
Tilsit	8. „ 1857	78
Provinz Pommern.		
Cöslin	16. Sept. 1868	? 79
Colberg	7. „ 1880	102
Lauenburg i. P.	10. Juli 1882	60
Putbus	17. Aug. 1860	67
Regenwalde	11. Juli 1867	61
Stettin	10. Aug. 1855	85
Provinz Posen.		
Bromberg	23. Sept. 1863 u. 7. Nov. 1863	47
Posen	1. Juli 1854	83
Rheinprovinz.		
Aachen	24. Juni 1875	75
Boppard	21. „ 1880	53
Cleve	16. Aug. 1850	62
Cöln	1. „ 1881	63
Trier	17. „ 1856	73
Provinz Sachsen.		
Erfurt	30. Juli 1862	82
Halle a. S.	27. „ 1882	89
Heiligenstadt	11. „ 1852	58
Mühlhausen i. Th.	15. Aug. 1850	54
Ringelsdorf b. Genthin	26. Juli 1882	114
Salzwedel	19. Aug. 1862	78
Torgau	29. Juni 1861	63
Provinz Schlesien.		
Agnetendorf	2.-3. Aug. 1888	138
Alt-Öls	„	101
Beuthen O.-S.	24. Juli 1882	110
Breslau	6. Aug. 1858	95
Bunzlau	2.—3. „ 1888	101
Ebersdorf	20. Juni 1883	69
Eichberg b. Hirschberg	2.-3. Aug. 1888	92
Falkenhain	„	152
Flinsberg	2.-3. Aug. 1888	215
Friedland, Kr. Waldenb.	20. Juni 1883	105
Glatzer Schneeberg	„	153
Görlitz	7. Aug. 1878	68
Grünberg	9. Juli 1882	68
Hernsdorf b. Neurode	20. Juni 1883	140
Kammerwaldau b. H.	„	120
Karlsberg a. Heuscheuer	24. Juli 1875	71
Krummhübel	2.-3. Aug. 1888	122
Bad Landeck	20. Juni 1883	112
Stadt Landeck	„	139
Lauban	2.-3. Aug. 1888	94
Oppeln	5. Aug. 1880	79
Probsthain	2.-3. „ 1888	133
Ratibor	21. Sept. 1872	89
Schmiedeberg	2.-3. Aug. 1888	118
Schneekoppe	17.-18. Juli 1882	227
Schreiberhau	2.-3. Aug. 1888	138
Sprottau	„	83
Wang, Kirche	17.-18. Juli 1882	154
Warmbrunn	2.-3. Aug. 1888	106
Zechen b. Guhrau	12. Sept. 1861	66
Provinz Schleswig-Holstein.		
Apenrade	4. Aug. 1879	68
Flensburg	„	65
Hadersleben	„	76
Kiel	14. Aug. 1859	100
Provinz Westfalen.		
Gütersloh	18. u. 19. Juli 1852.	90
Münster	14. Jan. 1873	51
Königreich Sachsen.		
Bautzen	24. Juni 1875	63
Bischdorf b. Löbau	? 1882	104
Dresden	13. Juni 1863	84
Elster	9. Aug. 1877	66
Freiberg	8. Juni 1841	59
Georgengrün	26. Mai 1865	70
Grüllenburg	21. Juli 1866	55
Leipzig	22. Sept. 1882	74
Markersbach b. Königsstein	? 1883	99
Oberwiesenthal	29. Juni 1874	70
Plauen	15. „ 1873	69
Rehefeld	21. Juli 1866	80
Reitzenhain	14. Aug. 1865	80
Wermsdorf	27. Juli 1865	70
Zittau	7. Aug. 1878	76
Zwickau	8. „ 1870	54

Ort.	Datum.	Regenmenge des Tages mm
Württemberg.		
Bibersbach	25. Mai 1872	66
Bruchsal	10. Aug. 1870	84
Freudenstadt	31. Okt. 1870	106
Friedrichshafen	11. Juni 1876	115
Grofsaltdorf	11. Aug. 1870	93
Heidenheim	15. Mai 1869	75
Heilbronn	28. Juni 1874	61
Isny	25. Mai 1872	91
Kalw	9. Aug. 1870	61
Kannstadt	19. Juni 1875	70
Kirchheim a. T.	31. Mai 1868	114
Mergentheim	24. Juli 1878	79
Öhringen	19. Juni 1875	87
Schopfloch	24. Aug. 1867	98
Stuttgart	1. Aug. 1851	71
Sulz	19 Febr. 1877	78
Tübingen	10. Aug. 1870	77
Österreich-Ungarn.		
Althammer	28. Juli 1882	97
Bregenz	9. Aug. 1870	108
Brünn	7. Aug. 1857	96
Budapest	31. Juli 1878	108
Czaslau	12. Juli 1870	138
Eberstein	13. März 1876	127
Elbfall-Baude	17. Juli 1882	212
Fiume	10. Sept. 1872	130
Freistadt	3. Aug. 1880	132
Gastein	15. Nov. 1878	102
Graz	? Juli 1839	62
Hadersdorf	11. Mai 1881	174
Kremsmünster	15. Juli 1855	108
Laibach	? Aug. 1853	122
Lemberg	? Juni 1828	103
Markt Aussee	14. Febr. 1877	110
Oberdrauburg	27. Nov. 1878	125
Ostrawitz	4. Aug. 1880	179
Pontafel	15. „ 1874	143
Prag	9. Nov. 1868	53
Ragusa	13. Dez. 1872	298
Raibl	17. Nov. 1880	200
Reichenau	17. April 1867	115
Schäfsburg	19. Juni 1864	119
St. Wolfgang	28. Juli 1882	158
Teschen	26. Mai 1858	106
Trient	25. Aug. 1876	110
Triest	6. Okt. 1849	140
Tröpolach	17. Sept. 1859	119
Wien	28. Juli 1882	104

Eine der gröfsten in Norddeutschland bekannt gewordenen Regenmengen eines Tages — 248 mm — ging bei einem Wolkenbruche am 22.—23. Juli 1855 auf dem Büchenberge zwischen Wernigerode und Elbingerode in nicht ganz 24 Stunden nieder. Das Gebiet dieses Regengusses war sehr beschränkt. Der Wolkenbruch vom 2.—3. August 1888 im Gebiet des oberen Queis und Bober hat mit 200 mm Regenhöhe eine Fläche von ungefähr 50 qkm getroffen.[41]) Der Regen dauerte mit verschiedener Heftigkeit 15—18 Stunden lang; es fielen hierbei in Flinsberg 215 mm, in Grofs-Iser 204 mm in 18 Stunden, in Agnetendorf 173 mm, in Liegnitz dagegen nur 78 mm. Am 22.—24. Nov. 1890 fielen in Mittel- und Norddeutschland grofse Wassermengen, über deren Verteilung eine von Hellmann entworfene Karte im Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 38 Aufschlufs giebt.

§ 7. Stündliche Regenmengen. Die Frage nach den gröfsten stündlichen Regenmengen ist von entscheidender Bedeutung bei der Anlage unterirdischer Wasserleitungen. Denn die sogenannten Landregen, welche grofse Regenhöhen auf die Dauer eines Tages ergeben, stehen den starken Gewitterregen nicht allein an Dichtigkeit, sondern oft auch an Ergiebigkeit nach. Die Dichtigkeit der starken Regengüsse wechselt stets; ihre Dauer wird in der Regel sehr überschätzt. In der Tabelle 6 werden die bedeutenderen stündlichen Regenmengen, soweit dieselben beobachtet worden sind, mitgeteilt.

[41]) Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 375.

Tabelle 6. **Gröfste stündliche Regenmengen.**

No.	Ort.	Datum.	Dauer des Regenfalles.	Regenmenge im ganzen mm	Regenmenge auf die Stunde mm
1	Annaberg in Sachsen . .	10. Sept. 1867	— St. 15 Min.	24	96
2	Berlin	11. Juli 1858	11 „ — „	67	6
	„	30. Mai 1861	1 „ — „	43	43
	„	1. Aug. 1869	— „ 50 „	24	29
	„	6. Okt. 1883	— „ 15 „	17	68
	„	22. Juli 1886	— „ 32 „	20	37
	„	17.–18. Mai 1887	11 „ 50 „	59	5
3	Bern	19. Juni 1877	— „ 45 „	66	88
4	Breslau	6. Aug. 1858	1 „ 30 „	95	63
5	Beuthen, O.-S.	24. Juli 1882	3 „ — „	110	37
6	Brocken	11. Juli 1858	18 „ — „	127	7
7	Brüssel	4. Juni 1839	3 „ — „	113	38
8	Budapest	26. „ 1875	1 „ — „	66	66
9	Cassel	21. Mai 1872	— „ 30 „	34	68
10	Clausthal	28. Juni 1861	15 „ — „	107	7
	„	29. „ „	19 „ — „	116	6
	„	25. Juli 1864	— „ 25 „	36	86
11	Cleve	20. „ 1875	2 „ 30 „	60	24
12	Dresden	29. Juni 1874	1 „ 30 „	75	50
	„	13. „ 1876	— „ 30 „	41	82
13	Eichberg bei Hirschberg .	25. Mai 1865	3 „ — „	91	30
14	Elsfleth	17. Juni 1859	3 „ — „	42	14
15	Elster in Sachsen	31. Mai 1867	1 „ — „	36	36
16	Erfurt	30. Juli 1862	4 „ — „	82	21
17	Flinsberg (Queis)	2.–3. Aug. 1888	18 „ — „	215	119
18	Frankfurt a. M.	6. Juli 1873	1 „ — „	31	31
19	Genf	30. Mai 1827	3 „ — „	162	54
20	Gotha	15. Aug. 1850	3 „ — „	50	17
21	Gütersloh	29. Juli 1838	— „ 7 „	14	123
	„	18.–19. Juli 1852	12 „ 30 „	90	7
22	Hamersleben	15. Mai 1889	1 „ 45 „	75	43
23	Kiel	14. Aug. 1859	5 „ — „	89	18
	„	10. Sept. 1867	3 „ — „	41	14
	„	3. Okt 1879	— „ 20 „	24	71
24	Kolberg	7. Sept. 1880	7 „ — „	102	15
	„	„ „	— „ 30 „	28	56
25	Königsberg	16. Juni 1864	— „ 45 „	55	69
	„	27. Aug. 1867	2 „ — „	58	29
26	Konitz	5. Juli 1878	5 „ — „	50	10
	„	23. Aug. 1879	3 „ 30 „	42	12
27	London	1. Aug. 1846	1 „ — „	100	100
28	Löningen	20. Juli 1857	2 „ — „	57	29
29	Marnitz in Mecklenburg .	6. „ 1884	5 „ — „	68	14
30	Marseille	15. Sept. 1872	2 „ — „	240	120
31	Mühlhausen in Thüringen .	15. Aug. 1850	1 „ — „	54	54
32	München	12. „ 1873	— „ 30 „	51	102
33	Otterndorf	13 Juli 1872	3 „ — „	43	14
34	Palermo	21. Okt. 1867	1 „ 15 „	76	61
35	Paris	20. Sept. 1867	— „ 20 „	41	123

No.	Ort.	Datum.		Dauer des Regenfalles.	Regenmenge im ganzen mm	Regenmenge auf die Stunde mm
36	Posen	26. Juni	1863	— St. 20 Min.	24	72
37	Ratibor	26. „	1881	1 „ 30 „	68	45
38	Salzwedel	19. Aug.	1862	2 „ 45 „	78	28
39	Schlanstedt	15. Mai	1889	5 „ — „	153	31
40	Schlüchtern	2. Sept.	1884	3 „ — „	125	42
41	Schmücke	23. Nov.	1890	24 „ — „	137	6
42	Schönberg in Mecklenburg .	23. Juli	1867	1 „ — „	25	25
43	Sondershausen	1. „	1882	1 „ 30 „	52	35
44	Tharand	28. Mai	1881	1 „ — „	58	58
45	Tilsit	8. Juli	1857	11 „ — „	78	7
	„	14. Juni	1863	2 „ — „	57	29
	„	12. „	1872	6 „ — „	59	10
46	Torgau	8. „	1853	1 „ — „	60	60
47	Trier	17. „	1856	1 „ — „	73	73
48	Waltershausen	14. Aug.	1884	1 „ — „	75	75
49	Wernigerode	?		— „ 30 „	39	79
50	Wermsdorf in Sachsen . .	9. Mai	1867	— „ 15 „	31	126
51	Zürich	9. Sept.	1876	— „ 10 „	21	127

Ein zuverlässiges Urteil über die Dauer und Stärke der einzelnen Regenfälle sowie den wechselnden Verlauf ihrer Dichtigkeiten kann man nur durch selbstzeichnende Regenmesser erhalten. Mit Hilfe derselben läfst sich für den Beobachtungsort eine Statistik der starken Regenfälle aufstellen. Eine solche Statistik wird in anschaulichster Weise graphisch geführt. Verfasser empfiehlt hierzu die Darstellungsweise der F. 1, T. I. Dieselbe stellt nach dem Ombrographen der landwirtschaftlichen Hochschule zu Berlin die sämtlichen starken Regengüsse dar, welche daselbst in den 6 Jahren 1884 bis 1889 gefallen waren, und eine Dichtigkeit von mindestens 2 mm auf die Stunde besafsen.[42]) Die einzelnen Regengüsse wurden nach ihren Dichtigkeiten übereinander, diejenigen jedes abgerundeten Dichtigkeitsmafses in einer Linie mit Benutzung eines bestimmten Mafsstabes für die wirklich gefallenen Höhen jahrgangweise nebeneinander gereiht. Die bedeutenderen Regengüsse wurden mit ihrem Datum bezeichnet, die übrigen nur mit den Jahreszahlen versehen. Die Zeitdauer jedes einzelnen Regenfalles kann aus der Zeichnung entnommen werden mit Hilfe des gestrichelten Zeitmafsstabes. Dieser Zeitmafsstab ist für die verschiedenen Dichtigkeitsgrade verschieden. Er mufs, da die Regenhöhen überall nach einheitlichem Mafse aufgetragen wurden, mit abnehmender Dichtigkeit kleiner werden und verjüngt sich in der angegebenen Weise. Die Dauer des gefallenen Regens ist für jede Dichtigkeit zu beurteilen nach der die Dichtigkeitslinie treffenden Teilung des Zeitmafsstabes.

§ 8. **Verdunstung.** a. Verdunstung einer freien Wasserfläche.

Die Ermittelung zuverlässiger Werte ist aufserordentlich schwierig. Neuer Wasserdampf kann sich über einer Wasseroberfläche nur dann entwickeln, wenn die darauf lagernde Luftschicht nicht mehr mit Dampf gesättigt ist; die Abgabe an die höheren noch ungesättigten Schichten erfolgt aber so langsam, dafs bei völlig unbewegter Luft

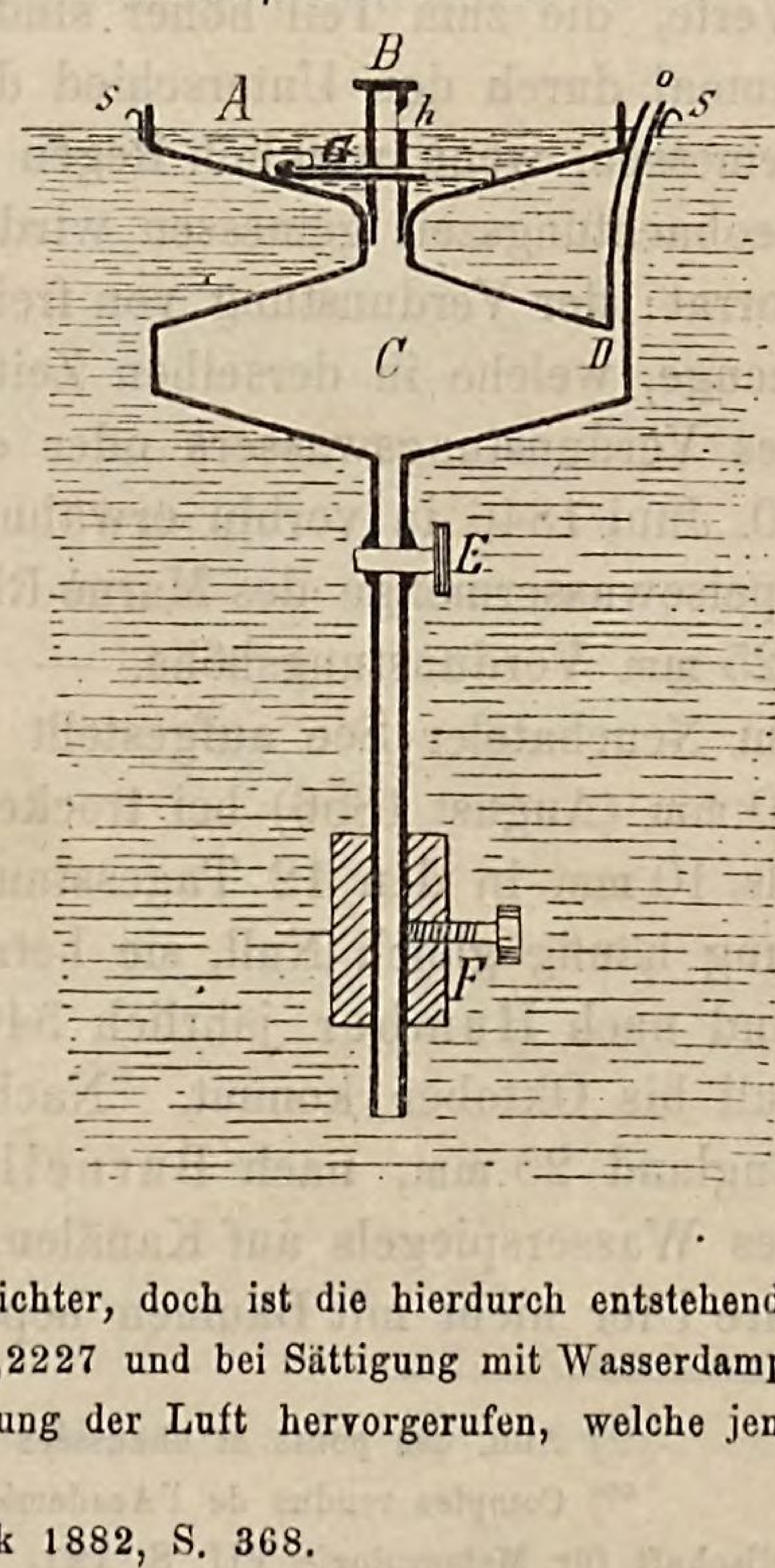
[42]) Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 503.

die Verdampfung nahezu gleich Null ist.[43]) Wesentlich bedingt wird deshalb die Verdunstung durch eine Luftströmung, welche neue zur ferneren Aufnahme von Dampf geeignete Luft herbeiführt. Da ferner bei ein und derselben Windgeschwindigkeit die Oberfläche der verdampften Flüssigkeit um so öfter mit neuer Luft in Verbindung gebracht wird, je kleiner sie ist, so folgt daraus, dafs kleine Verdunstungsflächen höhere Werte liefern, als grofse. Hierbei ist vorausgesetzt, dafs die Luftströmung die Wasseroberfläche direkt berührt; wird dies durch die Erhöhung des Randes erschwert, so vermindert sich auch die Verdunstung. Eine nur teilweise mit Wasser gefüllte Glasröhre läfst auch bei hoher Lufttemperatur und starker Luftströmung fast nichts verdampfen. Berücksichtigt man ferner, dafs bis zu einem gewissen Grade auch die Tiefe und Durchsichtigkeit des Wassers nicht gleichgiltig sein kann, und bei weniger Tiefe und klarem Wasser auch die Wärmekapazität des Untergrundes in Frage kommt, dafs endlich bei grofsen Wasserflächen die Verdunstung mit der Entfernung vom Ufer (im Sinne der Windrichtung) wegen der zunehmenden Sättigung der neu zuströmenden Luft abnehmen mufs, so gelangt man zu dem Schlusse, dafs die Ermittelung von Werten für die Verdunstung mit grofsen Schwierigkeiten verknüpft ist, und dafs derartige Ermittelungen nur auf den Wasserspiegeln der Seen und Flüsse vorgenommen werden dürfen.

Die Verdunstungshöhen werden gemessen durch Verdunstungsmesser (Atmidometer, Atmometer oder Evaporimeter). Ein Verdunstungsmesser für offenes Wasser, welcher den thatsächlich vorkommenden Verhältnissen nach Möglichkeit Rechnung trägt, wurde von H. Wild in St. Petersburg angegeben (Fig. 6).[44])

Auf der Oberfläche des Wassers schwimmt die Verdunstungsschale *A*, die wie der ganze Apparat aus Zinkblech besteht. Den oberen Rand dieser Schale bildet ein genau abgedrehter Messingring von 357,2 mm Durchmesser. Seine Öffnung ist somit 1002,1 qcm grofs; und da von dieser Gröfse der Querschnitt des Stöpsels *B* mit 2,11 qcm in Abzug zu bringen ist, so beträgt die verdunstende Oberfläche des Wassers in der Schale genau 1000 qcm. Der hohle Stöpsel *B* ist in ein Rohr eingeschliffen, welches aus der Schale *A* in ein unteres Gefäfs *C* führt. Ein seitlicher Ausschnitt bei *h* hat den Zweck, einem Überlaufen des Wassers über den Rand der Schale bei gröfseren Niederschlägen vorzubeugen. Wenn nämlich bei starkem Regen das Niveau des Wassers bis *h* gestiegen ist, so fliefsen weitere Wassermengen durch diese Öffnung in das Gefäfs *C* ab. Damit hierbei die Luft aus *C* frei entweichen kann, ist der eine Träger *D*, welcher die Schale mit dem unteren Teil des Apparates verbindet, hohl ausgebildet. An das Gefäfs *C* schliefst sich unten ein Rohr an, welches bei *E* einen Hahn und darunter bei *F* ein Gewicht trägt. Letzteres ist so bemessen, dafs der ganze Apparat bis etwa 15 mm unter den Rand der Verdunstungsschale in das Wasser einsinkt, wenn ein Liter Wasser in die Schale gegossen wird.

Fig. 6.
Verdunstungsmesser auf freier Wasserfläche von H. Wild.



Da der Apparat bei starken Niederschlägen infolge der Zunahme seines Gewichtes ganz unter Wasser sinken könnte, so sind an der äufseren Wand der Schale zwei Haken *ss* angelötet. Dieselben stützen sich auf zwei über den Teich gespannte Drähte, und bewahren dadurch den Apparat vor dem

[43]) Die Luft wird durch die Sättigung mit Wasserdampf zwar leichter, doch ist die hierdurch entstehende Gewichtsdifferenz sehr geringfügig, da 1 cbm Luft von 15° C. trocken 1,2227 und bei Sättigung mit Wasserdampf 1,2143 kg wiegt. Aufserdem wird durch die Verdunstung eine Abkühlung der Luft hervorgerufen, welche jene Differenz noch mehr verringert.

[44]) Wollny. Forschungen auf dem Gebiete der Agrikulturphysik 1882, S. 368.

Untersinken. Zur Bestimmung der Temperatur des Wassers in der Verdunstungsschale liegt in derselben ein Thermometer *G*, dessen Kugel durch einen kleinen Metallschirm vor der Einwirkung der direkten Sonnenstrahlen geschützt ist. Die Bestimmung der verdunsteten Wassermenge erfolgt durch ein Meſsglas, welches von 5 zu 5 cbcm geteilt ist: 1 Teilstrich des Glases entspricht somit einer Verdunstungshöhe von 0,05 mm. Zur Ausführung von Beobachtungen wird der Hahn *E* geschlossen, das Instrument in den Teich gesetzt, und genau ein Liter Wasser in die Verdunstungsschale gegossen. Am Beobachtungstermin liest man zuerst das Thermometer ab, zieht sodann den Stöpsel *B* heraus, sodaſs alles Wasser in das Gefäſs *C* flieſst; hierauf hebt man das Instrument aus dem Wasser und setzt es auf ein passendes Gestell, wobei das an den Wänden haftende Wasser abtröpfelt. Dann öffnet man den Hahn *E*, und läſst das Wasser in das darunter gestellte Meſsglas laufen. Wenn in der Zwischenzeit kein Niederschlag stattgefunden hat, so ergiebt die an einem Liter fehlende Wassermenge unmittelbar die verdunstete Menge. Hat es dagegen in der Zeit zwischen zwei Beobachtungen geregnet, so ist zu dem anfänglich eingegossenen Liter Wasser noch das Regenwasser hinzuzuzählen, und von dieser Summe die schlieſslich abgelassene Wassermenge abzuziehen. Zur Bestimmung der Regenmenge schwimmt neben dem Atmometer ein Regenmesser von genau derselben Gröſse und fast gleicher Bauart.

In Dijon und an anderen Stellen in der Nähe des Kanals von Bourgogne wurden 1839—45 von Delaporte[45]) Versuche mit 6 qm groſsen Verdunstungsmessern angestellt, welche in Form ausgemauerter und mit Zink bekleideter, 1,2 m tiefer Gruben hergestellt waren. Die ermittelte Verdunstungshöhe war um etwa $^1/_3$ kleiner, als diejenige unmittelbar daneben aufgestellter Apparate von 0,1 qm Fläche. Es wurden ermittelt:

	Dijon.	Pouilly.	St. Jean de Losne.
Mittlere Verdunstungshöhe . . .	628	565	566 mm
Maximale Verdunstungshöhe . . .	726	704	702 „
Mittlere Regenhöhe	752	801	858 „

Collin[46]) fand, ebenfalls mittels Atmometern von 6 qm Fläche:

	Dijon.	Bar-le-duc.	Agen.	Cardillac.	Montrejean.	Auxerre.	Sens.	Montbard.
Verdunstungshöhe	667	531	833	848	1231	557	808	589 mm,

Werte, die zum Teil höher sind, als die jährlichen Niederschläge. Dies ist erklärlich einmal durch den Unterschied der Beobachtungsdauer: die Regenhöhe wird nur dann gemessen, wenn wirklich Regen fällt, während die Verdunstungshöhe während der ganzen Beobachtungszeit gemessen wird; und sodann durch den Unterschied in dem Wasservorrat: der Verdunstung von freier Wasseroberfläche steht nicht allein diejenige Wassermenge, welche in derselben Zeit fällt, zur Verfügung, sondern der ganze Wasservorrat des Verdunstungswassers oder der natürlichen Wasserläufe. — Vom 1. Juli 1844 bis 30. Juni 1846 in vorhin erwähnter Weise angestellte Beobachtungen zur Bestimmung der Speisewassermenge des Marne-Rhein-Kanals ergaben im ersten Jahre 436 mm, im zweiten 625 mm Verdunstungshöhe. — Ein schwimmender Atmometer in Neuchatel, der dicht am Neuchateler See aufgestellt war, zeigte als Maximum der Verdunstung eines Tages 10 mm (August 1856) bei trockenem Nordostwinde. Auch von Dufour wurde nie mehr als 10 mm in den 12 Tagesstunden beobachtet; in den Nachtstunden war die Verdunstung häufig gleich Null, sie betrug im Juni und Juli noch nicht 2 mm. — Für England sind nach Humber jährlich 540 mm ermittelt, wovon die Hälfte auf die vier Monate Juli bis Oktober kommt. Nach Bateman kann an den heiſsesten Sommertagen in England 25 mm, nach Burnell 3—4 mm gerechnet werden. — Die Verdunstungshöhe des Wasserspiegels auf Kanälen, Flüssen, Bewässerungsgräben u. s. w., namentlich wenn ihre Ufer nicht mit Bäumen bepflanzt sind, kann durchweg gröſser angenommen werden,

[45]) Ann. des ponts et chaussées 1850, II. S. 383.

[46]) Comptes rendus de l'Academie des sciences 1865, S. 250; erwähnt in der Zeitschr. der österr. Gesellschaft für Meteorologie VII, S. 121.

als diejenige auf ausgedehnten Flächen, weil jeder die Richtung derselben kreuzende Wind in rascher Folge stets neue Luftteilchen mit der Oberfläche des Wassers in Verbindung bringt. Die Annahme holländischer Ingenieure, wonach durch Verdunstung während eines heifsen Sommers 900 mm bei Kanälen verloren gehen können, ist gewifs eine ausreichende, mag aber in regenarmen heifsen Jahren wohl der Wirklichkeit entsprechen.

Unter sonst gleichen Umständen wächst die Verdunstung mit der Temperatur der Luft und zwar im stärkeren, als im einfachen Verhältnis (siehe § 1 dieses Kapitels, wonach die Fähigkeit der Luft, Wasserdampf aufzunehmen, mit den Wärmegraden rasch zunimmt), umgekehrt nimmt sie ab mit dem Feuchtigkeitsgehalt derselben. Trotz der ziemlich hohen mittleren Temperatur Englands ist deshalb dort die Verdunstung eine verhältnismäfsig geringe, in Gegenden mit kontinentalem Klima dagegen vergleichsweise hoch.

Nach den 14 Jahre lang von Stark angestellten Versuchen in Augsburg[47]) hat die Verdunstung des Wassers unter Einwirkung des Sonnenlichtes betragen:

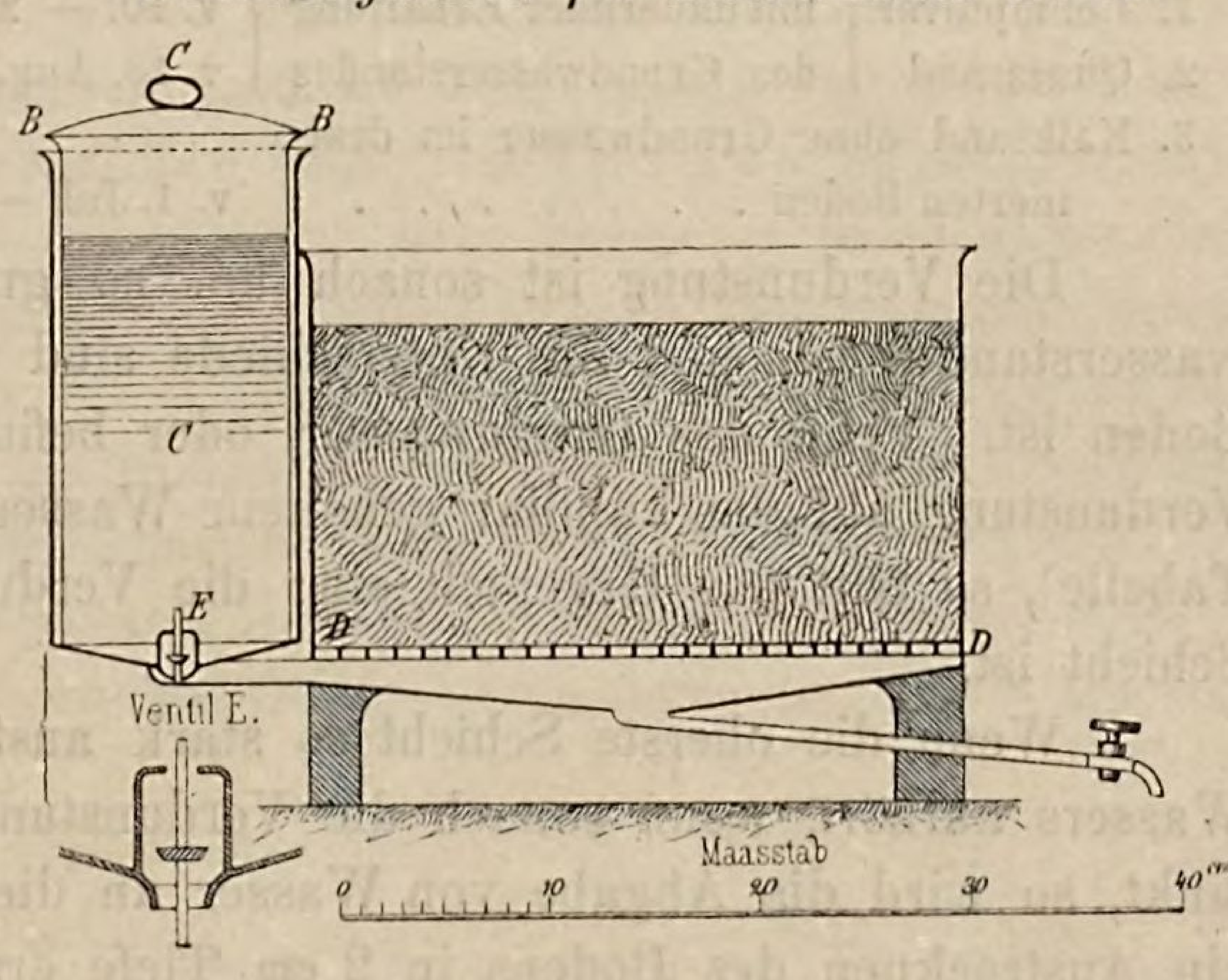
März 113 mm	Mai 200 mm	Juli 221 mm	September 198 mm	November 76 mm.
April 174 „	Juni 205 „	August 223 „	Oktober 115 „	

Die Beobachtungen wurden während der eigentlichen Frostmonate ausgesetzt, weil der Apparat durch das Gefrieren des Wassers Schaden litt.

b. Verdunstung an der Erdoberfläche. Zur Messung der Verdunstungshöhe des mit Wasser gesättigten Bodens ist bei den Beobachtungen der baierischen Stationen der unter Fig. 7 dargestellte Apparat zur Anwendung gekommen.

Derselbe besteht aus einem viereckigen Kasten aus Zinkblech, dessen Grundfläche einen Pariser Quadratfufs beträgt. Er ist etwa 20 cm tief. 5 cm vom eigentlichen Boden entfernt befindet sich ein siebartiger zweiter Boden *DD*. Das cylinderförmige Gefäfs zur Aufnahme des Wassers kann aus dem umgebenden Cylinder *B* herausgenommen und durch die Ventilöffnung bei *E* mit Wasser gefüllt werden. Der Sitz des Ventils liegt mit dem Siebboden in gleicher Höhe. Wird demnach das Gefäfs mit Wasser gefüllt und in den Cylinder eingesetzt, so öffnet sich das Ventil, und das Wasser fliefst so lange aus, bis es den Spiegel *DD*, d. h. die Höhe des Ventilsitzes und damit diejenige des Siebbodens erreicht hat. Dieser Spiegel wird auch durch Ersatz aus dem Gefäfs konstant erhalten, wenn die Wassermenge durch Berührung mit der in *A* eingefüllten Erde durch Aufsaugen vermindert wird.

Fig. 7.
Verdunstungsmesser für durchtränkten Boden.



Um die Beobachtungen in geeigneter Weise vornehmen zu können, mufs bei der erstmaligen Füllung mit Erde der Zeitpunkt abgewartet werden, bis die Erde mit Wasser kapillarisch gesättigt ist. und sich feucht anfühlt. Dann läfst man durch den unten angebrachten Hahn das nicht absorbierte Wasser ausfliefsen, schliefst denselben und füllt den Behälter wieder mit Wasser, dessen Menge vorher genau festgestellt war. Mifst man dann nach einer bestimmten Zeit das durch den Hahn ablaufende Wasser, so ergiebt sich durch Abziehen desselben von der ursprünglichen Menge die verdunstete; es ist jedoch genau darauf zu achten, dafs der Behälter niemals von Wasser leer wird. Das Dach, welches den Apparat vor Regen und auch vor der Sonne schützen soll, mufs so angebracht sein, dafs die Luft ungehindert durchstreifen kann.

Aufser diesem und ähnlichen nach denselben Grundsätzen gebauten Apparaten, welche Ergebnisse liefern, die dem Vorkommen von Grundwasser im Boden entsprechen,

[47]) Schmid. Lehrbuch der Meteorologie, S. 597.

werden zu vergleichenden Versuchen über die Verdunstung feuchter Erdoberflächen vielfach einfache Zinkkasten verwendet, die einen Querschnitt von 100, 200, 400 oder 1000 qcm Gröfse und 5 bis 20 cm Höhe haben. Sie werden mit den vorher durchfeuchteten Bodenarten gefüllt, und vor Beginn der Versuche sowie während derselben gewogen. Der Gewichtsverlust giebt die verdunstete Wassermenge. Derartige Apparate zeigen diejenigen Verhältnisse, welche dem trockenen oder durch Drainage entwässerten Boden entsprechen, bei denen das Wasser gezwungen ist, in die Höhe der verdunstenden Schicht durch Haarröhrchenkraft aufzusteigen.

Die Untersuchungen über die Verdunstung eines mit Wasser gesättigten Bodens im Vergleich zur Verdunstung einer gleich grofsen freien Wasserfläche haben ergeben, dafs aus der mit Wasser gesättigten Bodenschicht erheblich mehr Wasser an die Luft abgegeben wird, als von der freien Wasserfläche, sofern der Boden mit Kulturgewächsen (Gras oder Bäumen) bestanden ist[48]); dafs aber die freie Wasserfläche mehr verdunstet als der Boden, wenn dieser vollkommen nackt und vegetationslos ist.[49])

Einwirkung des Wassergehaltes des Bodens, der Tiefe des Grundwasserstandes und der Austrocknung der Oberfläche auf die Verdunstung. Die Verdunstung des feuchten Bodens ist von sehr vielen Umständen abhängig. Vor allen Dingen ist der Wassergehalt des Bodens selbst von entscheidender Bedeutung. Böden, deren Wassergehalt geringer ist als 50 % ihrer Sättigungs-Kapazität, zeigen eine kapillare Aufwärtsbewegung des Wassers nicht mehr.[50])

Ferner ist zu beachten die Tiefe des Grundwasserstandes oder die Mächtigkeit der Erdschicht, welche verdunstet. Eser[51]) stellte z. B. folgende Vergleichszahlen fest.

Es verdunsteten von 1000 qcm grofser Oberfläche bei einer Bodenschichthöhe von:

			30	25	20	15	10 cm
1. Lehmpulver	mit dauernder Erhaltung des Grundwasserstandes	v. 10. — 27. Sept. 1883	4610	4600	4720	4820	4830 g
2. Quarzsand	mit dauernder Erhaltung des Grundwasserstandes	v. 18. Aug.—2. Sept. „	1488	1832	2462	5180	8289 g
3. Kalksand ohne Grundwasser im drainierten Boden		v. 1. Juli — 10. Sept. „	6254	5779	4954	4017	2452 g

Die Verdunstung ist sonach um so gröfser, je geringer die Tiefe des Grundwasserstandes ist, und die Unterschiede sind um so bedeutender, je durchlässiger der Boden ist. Fehlt das Grundwasser, oder befindet es sich in so grofser Tiefe, dafs die Verdunstung auf das kapillar gehaltene Wasser angewiesen ist (vergl. No. 3 der obigen Tabelle), so tritt das Gegenteil ein: die Verdunstung wird um so stärker, je höher die Schicht ist.

Wenn die oberste Schicht so stark austrocknet, dafs die kapillare Leitung des Wassers aufhört, wenn sonach die Verdunstungsschicht unter die Oberfläche des Landes sinkt, so wird die Abgabe von Wasser an die Luft aufserordentlich vermindert. Schon ein Austrocknen des Bodens in 2 cm Tiefe ermäfsigt die Verdunstung nach Esers Versuchen[52]) unter sonst gleichen Verhältnissen in den Monaten Mai und Juni bei Quarzsand auf ungefähr 34 %, bei Kalksand auf 66 %, eine Austrocknung in 8 cm Tiefe bei Quarzsand auf 12 % und bei Kalksand auf 16 % derjenigen Verdunstungsmenge, welche ohne Senkung der Verdunstungsschicht eingetreten wäre.

48) Versuche von Th. Hartig. Allgem. Forst- u. Jagd-Zeitung 1878, S. 3.
49) Versuche von F. Masure. Annales agronomiques 1882, S. 161.
50) Versuche von C. Eser. Forschungen a. d. Gebiete der Agrikulturphysik von Wollny 1884, S. 1.
51) Daselbst.
52) Daselbst.

Einwirkung der Beschaffenheit des Bodens und seiner Oberfläche. Dafs die verschiedenen Bodenarten unter sonst gleichen Verhältnissen sehr verschiedene Verdunstungsmengen ergeben, hat schon Emil Wolff[53]) ermittelt. Er fand, dafs im Anfang zwar eine ziemlich gleiche Verdunstung sich einstellt, dafs aber bald bei dauernder Zuführung von Grundwasser die humus- und thonreicheren Bodenarten eine schnellere Abnahme in der Verdunstung zeigen als die sandigen und diejenigen Bodenarten, welche eine grofse Kapillarität besitzen und die Feuchtigkeit rasch an die Oberfläche steigen lassen. Auch Wollny[54]) und Eser[55]) kamen zu demselben Ergebnis. Letzterer fand, dafs im drainierten Boden sich der Einflufs der gröfseren Wasser-Kapazität geltend macht: Torf und humusreiche Böden zeigen dann eine stärkere Verdunstung als sandige Bodenarten.

Die Gröfse der Bodenteilchen, ihre Lagerung, sowie der Steingehalt des Bodens haben insoweit Einflufs auf die Verdunstung, als die kapillare Leitung des Wassers hiervon abhängt. Eine Korngröfse von 0,1 mm zeigt nach Eser[56]) die gröfste Verdunstung; je feiner und je gröber das Korn wird, um so mehr nimmt die Verdunstung ab. Dafs die Lagerung der Bodenteile die Verdunstung beeinflufst, haben J. Nefsler[57]), Wagner[58]), Johnson[59]) und Eser[60]) nachgewiesen. Sie ermittelten, dafs der Boden um so gröfsere Wassermengen verdunstet, je dichter sein Gefüge ist. Schon eine Lockerung von nur 13 mm genügte, um die Austrocknung des Bodens wesentlich zu mindern. In Kultur genommenes Land verdunstet daher weniger Wasser als unkultiviertes Gelände. In ähnlicher Weise wirkt nach Eser[61]) der Steingehalt, weil durch denselben nicht-kapillare Hohlräume im Boden geschaffen werden, welche die kapillare Aufwärtsbewegung des Wassers verzögern.

Die Beschaffenheit der Oberfläche, ihre Form, Rauheit und Farbe beeinflussen die Verdunstung insoweit, als jede Vergröfserung der Oberfläche förderlich wirkt. Wellenartiges Land verdunstet mehr als ebenes Land, eine rauhe Oberfläche mehr als eine glatte. Ein Gelände mit dunkler Oberfläche verdunstet nach Ebermayer[62]) mehr Wasser als ein solches mit heller Oberfläche und zwar nach Eser[63]) in den Abstufungen: schwarz, grau, braun, gelb, weifs. Sobald jedoch dem Boden eine gewisse Feuchtigkeitsmenge durch Verdunstung entzogen worden ist, tritt das entgegengesetzte Verhältnis der Farbenwirkung ein: dann verdunsten die Böden mit heller Oberfläche mehr als diejenigen mit dunkler — es ist der Wasservorrat in jenen gröfser als in diesen. Dafs auch die Himmelsrichtung sowie die Neigung gegen den Horizont einen Einflufs auf die Verdunstung ausüben, hat Eser[64]) durch Versuche gezeigt. Dieselben ergaben, dafs in Deutschland die gröfsten Wassermengen an den Südhängen verdunsten, demnächst an

[53]) Emil Wolff. Anleitung zur chemischen Untersuchung u. s. w. 1867.
[54]) Landwirtschaftl. Jahrbücher 1876, S. 457.
[55]) Versuche von C. Eser. Forschungen a. d. Gebiete der Agrikulturphysik von Wollny 1884, S. 1.
[56]) Daselbst.
[57]) Landwirtschaftl. Korrespondenzblatt des Grofsherzogtums Baden 1860, S. 217.
[58]) Paul Wagner. Bericht über die Arbeiten der Versuchsstation Darmstadt 1874, S. 87.
[59]) S. W. Johnson. Studies of the relations of soils to water. Annual Report of the Connecticut agricultural Experiment Station for 1877. New-Haven U. S. 1878, S. 76.
[60]) Versuche von C. Eser. Forschungen a. d. Gebiete der Agrikulturphysik von Wollny 1884, S. 1.
[61]) Daselbst.
[62]) E. Ebermayer. Die physikalische Einwirkung des Waldes auf Luft und Boden, S. 17.
[63]) Versuche von C. Eser. Forschungen a. d. Gebiete der Agrikulturphysik von Wollny 1884, S. 1.
[64]) Daselbst.

Osthängen, weiter an den Westseiten und die geringsten an Nord-Abdachungen. Die Verdunstungsunterschiede der nördlich und südlich ausgesetzten Flächen verändern sich in dem Mafse, als die Flächen stärker gegen den Horizont geneigt sind und zwar derartig, dafs mit der gröfseren Neigung auf den südlichen Hängen eine Zunahme, auf den nördlichen dagegen eine Abnahme eintritt. Das Maximum der Verdunstung tritt an der Südseite bei einer Neigung von 20 bis 30° ein.

Einwirkung der Bedeckung des Bodens, insbesondere der Bewaldung. Einen erheblich gröfseren Einflufs als alle die vorerörterten Verhältnisse übt jedoch auf die Verdunstung die Bedeckung des Bodens aus: Die Bedeckung mit toten Gegenständen hält sie zurück, diejenige mit lebenden befördert sie. Hierüber haben Nefsler[65]), Wilhelm[66]), Breitenlohner[67]), Schumacher[68]), Ebermayer[69]), Riegler[70]) und die Moorversuchsstation in Bremen wichtige Beobachtungen gemacht. Letztere fand, dafs in der Zeit vom 15. März bis 15. Juni 50 % der gefallenen Niederschläge auf reinem Moorboden, dagegen nur 9,5 % auf solchem verdunsteten, welcher mit einer 10 cm starken Sandschicht bedeckt worden war. In der Zeit vom 15. Juni bis 15. September waren die entsprechenden Verhältniszahlen 80 und 10 %. Eser[71]) fand, dafs schon eine Sanddecke von nur 1 cm Stärke die Verdunstung auf 1/3 herabmindern kann, während bei der Bedeckung mit anderen Materialien sich folgende Versuchsergebnisse einstellten:

Es verdunsteten von 1000 qcm Oberfläche:	von unbedecktem Boden (Brache)	bei toter Bedeckung: Steine 1 cm	Stroh (Häcksel) in Höhe von 0,5 cm	2,5 cm	5 cm	Waldstreu: Fichtennadeln 5 cm	Kiefernnadeln 5 cm	Buchenlaub 5 cm	bei lebender Bedeckung (Gras, Buchweizen)
v. 12. Juli bis 12. Aug. 1883	5739 g	1862	2392	1040	571	621	878	630	13 902 g
oder	100 %	33	42	18	10	11	15	11	243 %

Vorstehende Versuchsreihe zeigt gleichzeitig den Einflufs der lebenden Bedeckung auf die Verdunstung. Derselbe ist so grofs, dafs er diejenigen Einflüsse bedeutend übersteigt, welche die Beschaffenheit des Bodens selbst und seiner Oberfläche je ausüben kann.

Einen grofsen Teil der mit Pflanzen bedeckten Flächen nimmt der Wald ein. Die Verdunstung ist hier nach den Untersuchungen Rislers[72]) erheblich geringer als in den mit Ackergewächsen bestandenen Böden. Risler fand für die mittlere tägliche Verdunstung folgende Höhen: bei Wiesen 3,1—7,3 mm; bei Luzerne 3,4—7,0 mm; bei Weizen 2,7—2,8 mm; bei Roggen 2,26 mm; bei Kartoffeln 0,74—1,4 mm; — dagegen bei Eichen 0,5—1,1 mm; bei Tannen 0,5—1,0 mm.

Es verdunstet danach 1 ha Wald zwar mehr Wasser als ein gleich grofses unbebautes Feld, aber ungefähr dreimal weniger als ein mit Getreide oder Gras bestandenes Hektar. Die Bäume speichern nicht allein in ihrem Körper viel Wasser auf —

[65]) Landwirtschaftl. Korrespondenzblatt des Grofsherzogtums Baden 1860, S. 217.

[66]) G. Wilhelm. Der Boden und das Wasser. Wien 1861.

[67]) Allgem. land- und forstwirtschaftliche Zeitung 1867, S. 497.

[68]) W. Schumacher. Der Einflufs der Bodenbedeckung auf die Feuchtigkeit des Bodens. Frühlings neue landwirtschaftliche Zeitung 1872, S. 604.

[69]) E. Ebermayer. Die gesamte Lehre von der Waldstreu u. s. w. Berlin 1876. S. 182.

[70]) W. Riegler. Mitteilungen aus dem forstlichen Versuchswesen Österreichs. Bd. II, S. 200.

[71]) Versuche von C. Eser. Forschungen a. d. Gebiete der Agrikulturphysik von Wollny 1884, S. 1.

[72]) Biedermanns Centralblatt f. Agrikulturchemie 1872, S. 160.

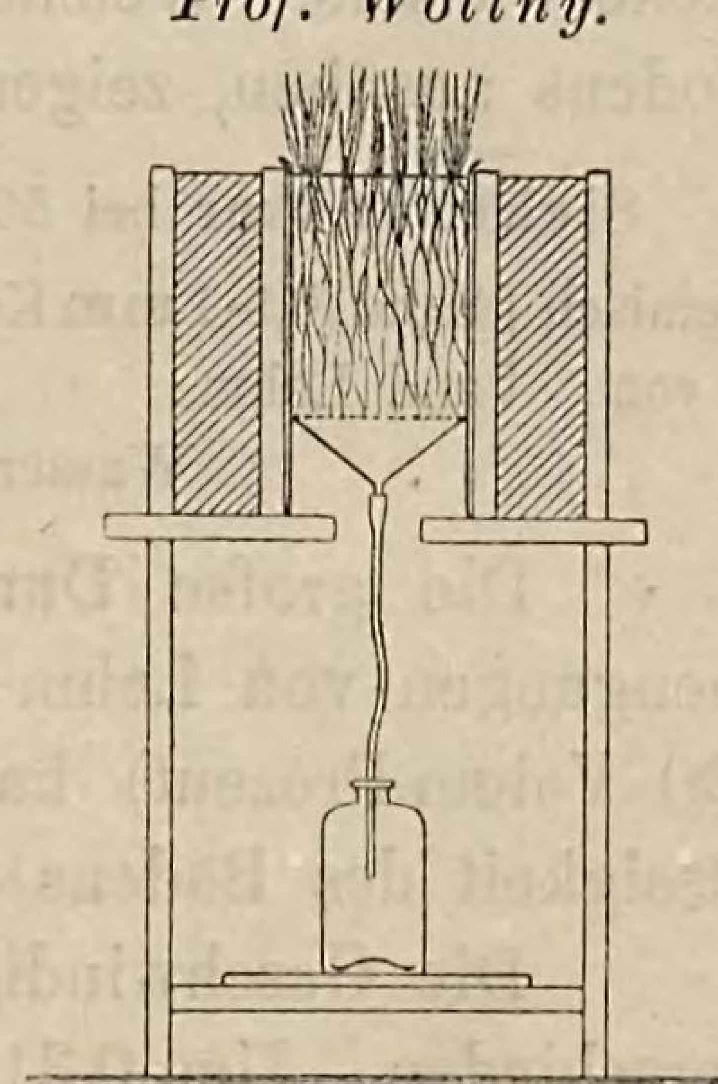
eine kräftig entwickelte 85jährige Fichte enthält nach den Untersuchungen Ebermayers in Holz und Nadeln 1000 kg Wasser —, sondern sie geben auch während der Vegetationszeit in einem Tage 2—4 mal mehr Wasser ab, als ihr Gewicht in lufttrockenem Zustande beträgt. Sogar die Nadeln der immergrünen Hölzer verdunsten nach von Höhnel täglich nahezu die Hälfte ihres Gewichts. Aus den von Professor Müttrich[73]) in Eberswalde zusammengestellten Jahresberichten ergiebt sich, dafs in den 5 Beobachtungsjahren 1875—1879 durchschnittlich auf 13 Stationen

125 mm im Walde, 303 mm im Freien

verdunstet sind. Hiernach hat die Verdunstung im Walde 41 % derjenigen im Freien betragen; die Verhältniszahl ist in Wirklichkeit aber noch kleiner, weil der im Freien stehende Atmometer nicht vom direkten Sonnenlicht getroffen wurde. — Th. Hartig[74]) berechnete die Verdunstung von $^1/_4$ ha 1000stämmigen Holzbestandes für 6 Monate (180 Vegetationstage) auf durchschnittlich 103 mm, nämlich für Laubholz auf 135, für Nadelholz auf 51 mm. — Fautrat[75]) ermittelte in den Sommern 1874—1877 die tägliche Verdunstung innerhalb eines Laubwaldes auf 1,08 mm gegenüber 3,51 mm aufserhalb des Waldes, und im Nadelwalde auf 1,64 mm gegenüber 3,81 mm aufserhalb desselben, sonach auf 31 % bezw. 43 % des Niederschlages im Freilande. Seine Ergebnisse sind aber nicht ganz zuverlässig. — A. Matthieu[76]) fand aus Versuchen der Jahre 1867—77 die Verdunstungshöhe innerhalb des Waldes zu durchschnittlich 160 mm, aufserhalb des Waldes 497 mm, sodafs im Walde 32 % verdunsteten. — Die Verdunstung wird erheblich vermindert durch eine Streudecke im Walde, welche eine Bedeckung mit totem Material ist. Die oben mitgeteilten, den Beobachtungen Ebermayers[77]) entsprechenden Versuche Esers wurden durch spätere Versuche Wollnys[78]) bestätigt.

§ 9. Versickerung. Die Wassermengen, welche von den Niederschlägen in den Boden versickern, werden entweder durch Messung des aus Drains fliefsenden Wassers bestimmt oder mit Hilfe besonderer Apparate (Versickerungsmesser, Lysimeter). Letztere kommen meist da zur Anwendung, wo es sich um vergleichende Beobachtungen handelt.

Fig. 8.
Versickerungsmesser von Prof. Wollny.



Die Lysimeter, welche Professor Wollny in München bei seinen ausgedehnten Versuchen über Versickerungen benutzte[79]), bestanden nach Fig. 8 aus einem starken quadratischen Zinkgefäfs von 20 cm Breite und 30 cm Höhe. In demselben befand sich ein durchlöcherter Boden zur Aufnahme der Erdarten und ein pyramidenförmiger Trichter. Letzterer führte durch einen Kautschukschlauch die durchsickerten Wassermengen in eine Flasche, in welcher sie gewogen wurden. Um die seitliche Erwärmung des Zinkkastens zu verhüten, wurde derselbe in einen aus starken Brettern zusammengefügten Holzrahmen gestellt, dessen doppelte Wände 15 cm stark mit Erde ausgefüllt waren. Mit diesem Apparat wurde sowohl das Sickerwasser, als auch das verdunstete und das im Boden vorhandene Wasser ermittelt; nämlich dadurch, dafs der Kasten bei Beginn der Versuche leer, mit trockener Füllung, und im durchfeuchteten Zustande, sodann während der Versuche regelmäfsig in gewissen Zeitabschnitten gewogen, und zu denselben Zeiten das durchsickerte

[73]) Müttrich. Beobachtungsergebnisse der forstlichen Versuchsanstalten u. s. w. Berlin.
[74]) Botanische Zeitung 1861, S. 20.
[75]) M. Fautrat. Observations météorologiques faites de 1874—78. Paris 1878.
[76]) A. Matthieu. Météorologique comparée agricole et forestière. Paris 1878.
[77]) E. Ebermayer. Die gesamte Lehre von der Waldstreu u. s. w. Berlin 1876. S. 182.
[78]) Wollny. Forschungen a. d. Gebiete der Agrikulturphysik 1887, S. 441.
[79]) Daselbst 1887, S. 271.

Wasser, sowie mit Hilfe eines in gleicher Höhe aufgestellten Regenmessers die Niederschlagsmenge gemessen wurde. — Neben diesem kleinen Lysimeter verwandte Wollny auch gröfsere von ähnlicher Bauart mit 1000 qcm grofsem runden Querschnitt und 50 cm Höhe, welche in die Erde eingegraben wurden.

Professor Ebermayer in München liefs zur Bestimmung der Sickermengen 5 quadratische Gruben von 2 m Seitenlänge und 1,2 m Tiefe wasserdicht in Cement herstellen und gleichmäfsig mit Erde füllen.[80]) Aus den muldenförmigen wasserdichten Sohlen trat das Sickerwasser durch Steingutröhren in ein unterirdisches, jederzeit zugängliches Gewölbe von 1,2 m Breite und 5 m Länge, in welchem dasselbe gesammelt und gemessen werden konnte.

Sickerwassermengen. Die Bestimmung der Sickerwassermengen hat schon seit langer Zeit die Forscher beschäftigt. In Tabelle 7 auf S. 37 werden die zuverlässigsten Ergebnisse übersichtlich zusammengestellt. Es zeigt sich hieraus, dafs die Sickerwassermengen aufserordentlich verschieden sind, sie schwanken nach den Niederschlagshöhen, der Entwässerungstiefe, der Bodenart, dem Klima, den Jahreszeiten und vor allem nach der Bodenbedeckung.

Wertvolle Untersuchungen darüber, in welchem Mafse dies Schwanken stattfindet, hat Wollny durch vergleichende Messungen angestellt. Er ermittelte, dafs in nacktem unbedeckten Boden die Sickerwassermengen mit den Niederschlägen steigen und fallen[81]), ferner, dafs die unterirdische Wasserabfuhr um so ergiebiger ist, je geringer das Verdunstungsvermögen und die Wasserkapazität (vergl. § 10, S. 40) und je gröfser die Durchlässigkeit des Bodens ist.

Aus diesem Grunde wird bei gleicher Niederschlagshöhe die Absickerung in dem Mafse gefördert, als der Durchmesser der Bodenteilchen, die Zahl der nicht kapillaren Hohlräume zu- und die Menge der thonigen oder humosen Bestandteile abnimmt. Die nicht kapillaren Hohlräume werden vermehrt durch Lockerung des Bodens und gröfseren Steingehalt. Wie sehr die thonigen und humosen Bestandteile von Einflufs sind, ist aus der Tabelle 7 ersichtlich. Der Sand liefert stets die gröfsten Sickerwassermengen; dann folgt der Torf und endlich der Lehm. Eine Beimischung von Sand verursacht stets eine Vermehrung, eine Beimischung von Lehm oder Torf eine Verminderung des Sickerwassers. Welchen Einflufs die Mischungsverhältnisse auf die Durchlässigkeit des Bodens ausüben, zeigen folgende neueren Versuchsergebnisse Wollnys[82]):

Sickerwasser bei 50 cm hoher Wassersäule und 20 cm starker Bodenschicht in 10 Stunden:

Gemisch von	Sand (0,5-1 mm Korngr.):	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10	0 Vol.-Proz.
	und Lehm:	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100 „
	Wassermenge:	366,6	46,9	12,9	3,1	2,9	0,7	0,14	0,14	0,16	0,09	0,17 Liter

Die grofse Durchlässigkeit des Sandes wird sonach durch nur geringe Beimengungen von Lehm aufserordentlich vermindert. Über eine gewisse Grenze hinaus (30 Volum-Prozent) haben stärkere Beimischungen von Lehm für die Wasserundurchlässigkeit des Bodens nur geringen Erfolg.

Die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser in den Boden versinkt, ist sehr verschieden. Um 0,31 m tief zu sinken gebraucht das Wasser nach Appun im Sandboden durchschnittlich 20 Minuten, in Moor 7 Stunden, in Lehmboden $19^3/_4$ Stunden.

[80]) E. Ebermayer. Einflufs des Waldes und der Bestandesdichte auf die Bodenfeuchtigkeit und auf die Sickerwassermengen. Wollny. Forschungen a. d. Gebiete der Agrikulturphysik 1889, S. 155. — Zeichnung der Versuchsanlage in: Ganghofer. Forstl. Versuchswesen. Augsburg 1883.

[81]) Hierdurch wird die Theorie über die Quellenbildung von O. Volger (vergl. Fufsnote 102) hinfällig.

[82]) Wollny. Forschungen a. d. Gebiete der Agrikulturphysik 1891, S. 1.

Tabelle 7. **Untersuchungen über Sickerwassermengen.**

No.	Namen der Beobachter.	Ort.	Versuchsjahr	Mit Lysimeter oder durch Drainage	Tiefe der Versikkerung m	Bodenart.	Mit oder ohne Vegetationsdecke	Regenfall mm	Sickerwasser in % des Regenfalles Frühling	Sommer	Herbst	Winter	Jahr
1	Maurice[83])	Genf	1796—97	Lys.	?	?	?	660	—	—	—	—	39,0
2	J. Dalton[84])	Manchester	1796—98	„	0,914	?	mit	827	29,6	5,3	15,6	59,5	25,1
3	Gasparin[85])	Orange	1821—22	„	?	?	?	711	—	—	—	—	20,0
4	J. Dickinson[86])	Abbotshill	1836—43	„	0,914	sandiger Lehm	mit	659	30,3	1,7	54,1	83,9	42,3
5	Ch. Charnock[87])	Holmfield	1842—46	Drain.	0,914	dolomitischer Boden	„	625	24,9	7,7	22,8	30,3	19,6
6	v. Möllendorff[88])	Görlitz	1853—56	Lys.	1,25	Thon	ohne	652	36,1	29,3	26,5	19,0	28,1
	„	„	„	„	„	Lehm	„	„	52,4	45,6	28,6	29,9	41,0
	„	„	„	„	„	sandiger Lehm	„	„	49,7	42,4	27,9	37,7	40,5
	„	Tharand }	„	Drain.	„	Thon	mit	739	59,0	21,3	20,9	84,4	40,8
	„	Moholz }	„	„	„	Lehm	„	„	89,7	36,0	32,9	92,0	58,7
7	Greaves[89])	Lee-Bridge	1852—73	Lys.	0,914	lehmiger Sand	mit	653	—	—	—	—	26,6
	„	„	1860—73	„	„	Sand	ohne	„	80,8	72,3	85,9	94,7	83,2
8	E. Risler[90])	Calèves	1867—68	Drain.	1,20	Thon	mit	1050	—	—	—	—	28,0
9	E. Pfaff[91])	Erlangen	1867—68	Lys	0,63	Sand	ohne	—	—	—	—	—	43,0
10	E. N. Woldrich[92])	Salzburg	1869	„	„	sandiger Lehm u. Thon	mit	768	—	—	—	—	33,9
	„	„	„	„	„	„	ohne	„	—	—	—	—	64,2
	„ [93])	Ober-Döbling	1870	„	1,264	Lehm	„	654	43,3	41,0	24,4	32,0	32,8
11	Lawes, Gilbert u. Warington[94])	Rothamsted	1870—80	„	1,016	strenger Lehm u. Thon	„	788	30,1	22,0	46,2	70,9	43,4
12	E. Wollny[95])	München	1878—80	„	1,20	Sand	„	1075	—	—	—	—	67,2
	„	„	„	„	„	Lehm	„	„	—	—	—	—	26,5
	„	„	„	„	„	Torf	„	„	—	—	—	—	44,9
13	E. Ebermayer[96])	München	1872	„	1,167	„	„	865	64,0	11,0	49,0	99,0	53,0
	„ [97])	„	1886	„	1,20	humusreiche Gartenerde	„	958	6,9	4,6	2,8	7,1	5,2
	„	„	„	„	„	„	mit	„	6,7	2,1	0,6	4,7	3,1

83) Maurice. Bibl. Universelle de Genève. Sciences et Arts. T. I.

84) J. Dalton. Mem. Lit. Phil. Soc. of Manchester, Vol. V, Part. II.

85) Gasparin. Cours d'Agriculture. II, S. 116.

86) J. Dickinson. Journ. of the Royal Agr. Society, Vol. V.

87) G. von Möllendorff. Die Regenverhältnisse Deutschlands. Görlitz 1862.

88) Daselbst.

89) J. H. Gilbert. On rainfall, evaporation and percolation. Proceedings of the Inst. of Civ. Engineers 1875—76, III.

90) E. Risler. Journ. d'Agriculture prat. 1869, S. 365.

91) Sitzungsber. d. k. bayr. Akad. d. Wissensch. zu München 1868, S. 311 u. 1869, S. 125.

92) Landwirtsch. Wochenbl. d. k. k. österr. Ackerbauministeriums. Wien 1870, S. 281.

93) Zeitschr. d. österr. Gesellsch. für Meteorologie 1871. S. 97.

94) Journ. of the Royal Agric. Society 1881, S. 241 und 1882, S. 1.

95) E. Wollny. Forschungen a. d. Gebiete d. Agrikulturphysik 1888, S. 61.

96) E. Ebermayer. Die physikalischen Einwirkungen des Waldes auf Luft und Boden. Berlin 1873. S. 215.

97) E. Wollny. Forschungen a. d. Gebiete der Agrikulturphysik 1889, S. 159.

Die Untersuchungen Wollnys über den Einfluſs der Versickerungstiefe ergaben, daſs bei geringer Mächtigkeit der durchlässigen Schicht (30 cm) die Sickerwassermengen geringer sind als bei gröſserer Mächtigkeit, daſs jedoch innerhalb gewisser Grenzen (0,6—1,2 m) die Höhe der Bodenschicht auf die Ergiebigkeit an Sickerwasser keinen Einfluſs übt. Der Unterschied zwischen der Wassermenge bei 30 und 60 cm Tiefe ergab sich bei Sand auf 4,4%, bei Lehm auf 9,5%, bei Torf auf 20,3% des zu gleicher Zeit gefallenen Niederschlages. Dies ist dadurch zu erklären, daſs eine dünne Schicht durchlässigen Bodens viel mehr Wasser verdunstet als eine starke Schicht desselben Bodens, daſs der an der Oberfläche stattfindende Verdunstungsverlust durch das kapillare Aufsteigen des Wassers um so mehr erschwert wird, je höher und undurchlässiger bezw. humoser die Bodenschicht ist.

Der Einfluſs des Klimas ist gleichfalls aus Tabelle 7 ersichtlich. Klimate mit Sommerregen (wie München und Görlitz) führen bei nacktem Boden die stärksten Wassermengen im Sommer, dagegen solche mit Herbstregen (wie Leebridge, Rothamsted) im Herbst ab. In Klimaten mit milden Wintern (wie England) findet eine ergiebige Absickerung des Wassers im Winter statt; in solchen mit strengen Wintern (Deutschland) dagegen ist die unterirdische Zufuhr im Winter spärlicher, im Frühjahr beträchtlicher. Auch die Bodengestaltung ist von Einfluſs: je steiler, je gebirgiger das Gelände ist, ein um so gröſserer Anteil des Niederschlagswassers versickert. Der hindernisreiche Waldboden wird bei gleichen Gefällverhältnissen den Abfluſs des Wassers verlangsamen, also aus diesem Grunde gegenüber dem kahlen Freilande die Versickerung begünstigen.

Bedeckungen des Bodens mit totem Material befördern die Sickerwassermengen. Schon eine Sanddecke von nur 1 cm Mächtigkeit vermag die unterirdische Wasserabfuhr sehr zu erhöhen; eine stärkere Sandschicht wirkt nicht wesentlich anders. Denselben Einfluſs übt die Bedeckung mit toten Pflanzen aus; der Boden wird durch sie viel ergiebiger an Sickerwasser. Die leblosen Bodendecken (z. B. Waldstreu) beanspruchen zu ihrer Durchfeuchtung zwar eine gewisse Wassermenge und entziehen dieselbe dem darunter befindlichen Boden; trotzdem aber erhöhen sie die Feuchtigkeit des Bodens und vermehren die Sickerwassermengen, denn sie geben Schutz gegen die Verdunstungsursachen (besonders Temperatur und Wind), und dieser Schutz steigt mit der Stärke der leblosen Decke.

Welchen auſserordentlichen Einfluſs dagegen die Bedeckung mit lebenden Pflanzen (z. B. Gras) auf die Sickerwassermenge ausübt, mögen folgende Vergleichsversuche Wollnys[98]) darlegen, die in Lysimetern von 1000 qcm Gröſse ausgeführt worden waren (Tabelle 8). Sie zeigen gleichzeitig den Einfluſs der verschiedenen Bodenarten und der Monate.

Tabelle 8. **Ergebnis an Sickerwasser** in ccm von 1000 qcm Fläche bei 0,50 m Tiefe.

1875.		Mai	Juni	Juli	August	September	Oktober	Summa.
Regenhöhe in ccm		9386	10 866	10 077	7525	5491	13 367	56 712 ccm = 100 %
Sand	Brache	3909	8104	5853	4506	2920	11 488	36 780 „ = 65 „
	Grasdecke	14	921	0	0	0	7100	8035 „ = 14 „
Lehm	Brache	0	3731	2463	1863	475	10 047	18 579 „ = 33 „
	Gras	0	0	0	0	0	718	718 „ = 1,3 „
Torf	Brache	1486	5009	3422	2398	1615	10 946	24 876 „ = 44 „
	Gras	0	22	130	207	0	4562	4921 „ = 8,7 „

[98]) Wollny. Forschungen a. d. Gebiete der Agrikulturphysik 1891, S. 1.

Auch J. N. Woldrich hat in Oberdöbling bei Wien[99]) ähnliche Versuche angestellt. Er fand, dafs in Grasboden zu allen Jahreszeiten weniger Wasser durchsickerte als in nacktem Boden; am geringsten war der Unterschied im Winter insbesondere im Januar und Februar, am stärksten im Sommer besonders im Juli und August.

Welchen Einflufs der Baumstand auf die Sickerwassermengen ausübt, hat Ebermayer mit Hilfe der oben beschriebenen Gruben[100]) untersucht. Seine Ergebnisse werden in der Tabelle 9 mitgeteilt.

Tabelle 9. **Einflufs des Baumbestandes auf die Sickerwassermengen** in humusreicher Gartenerde bei 1,2 m Tiefe.

Jahreszeiten.	Niederschlagsmengen in mm Höhe.	Sickerwassermenge in mm Höhe und % der Niederschläge							
		Buchen (6 Jahre)		Fichten (6 Jahre)		Moosdecke		Vegetationsloses nacktes Feld	
		mm	%	mm	%	mm	%	mm	%
Frühjahr (März—Mai 1886)	156,98	12,65	8,0	10,52	6,7	16,96	10,8	10,93	6,9
Sommer (Juni—August 1886)	560,22	15,89	2,8	12,09	2,1	31,60	5,6	26,13	4,6
Herbst (September—November 1886)	114,45	1,12	0,9	0,76	0,6	7,17	6,2	3,27	2,8
Winter (Dezember 1886—Februar 1887)	126,30	9,73	7,7	59,8	4,7	11,40	11,4	9,08	7,1
Frühjahr (März—Mai 1887)	219,20	10,61	4,8	5,05	2,3	14,40	6,5	9,97	4,5
Sommer (Juni—August 1887)	210,60	2,50	0,11	1,49	0,07	13,00	6,1	3,91	1,8
Herbst (September—November 1887)	194,10	1,90	0,9	2,66	1,4	10,13	5,2	7,39	3,7
1886 (Januar—Dezember)	957,95	39,39	4,11	29,35	3,06	67,13	7,01	49,41	5,16
1887 (Januar—November)	634,15	18,77	2,96	9,90	1,56	39,87	6,30	22,55	3,55

Die aufserordentlich geringen Werte sind der schweren Durchlässigkeit humusreicher Gartenerde zuzuschreiben. Es ist ersichtlich, dafs der mit Moos bedeckte Boden stets die gröfsten Sickerwassermengen liefert, dann folgt das unbedeckte Feld und zuletzt die Buchen- und Fichtenbestände. Bei letzteren ist zu erkennen, dafs Buchenwälder im Winter und Frühjahr mehr Wasser in gröfsere Tiefen abgeben als Fichtenwälder; erklärlich: Denn die Nadelhölzer lassen im Winter viel weniger Niederschläge auf den Boden gelangen als die dann kahlen Laubhölzer. Dafs die Buchen auch im Sommer mehr Wasser liefern als die Fichten läfst darauf schliefsen, dafs die Wurzeln der letzteren dem Boden mehr Feuchtigkeit entnehmen als die Wurzeln der Buchen. Zweifellos wird die oben erwähnte, die Sickerwassermengen befördernde mechanische Wirkung des Waldes — durch die Hindernisse, welche die Bäume dem Regenwasserabflufs bieten — mehr als aufgehoben durch das die Sickerwassermengen aufserordentlich schmälernde Wasserbedürfnis der Baumwurzeln. Die Waldstreu wirkt als Bedeckung mit totem Material wiederum förderlich auf die Sickerwassermengen.[101])

[99]) Österr. meteorol. Zeitschr. 1871, S. 113.

[100]) Seite 36 und Fufsnote 80.

[101]) Wollny. Forstliche meteorologische Beobachtungen. Forschungen a. d. Gebiete d. Agrikulturphysik 1887, S. 436.

B. Grundwasser und Quellen.

§ 10. **Entstehung des Grundwassers.** Nur ein Teil der atmosphärischen Niederschläge kehrt, wie oben nachgewiesen ist, durch Verdunstung wieder zur Atmosphäre zurück, der Rest wird entweder von den Pflanzen aufgesogen, oder er setzt seinen Kreislauf fort, indem er den Gesetzen der Schwere folgend teils oberirdisch abfliefst, teils in die Tiefe versickert. Das versickernde Wasser wird von dem Boden zum teil zurückgehalten entsprechend seiner Wasser-Kapazität; nur dasjenige Wasser gelangt zum Abflufs in die Tiefe, welches als Überschufs über die Wasser-Kapazität vorhanden ist, und zwar als Überschufs über die absolute oder kleinste Wasser-Kapazität. Hierunter versteht man diejenige Wassermenge, welche trotz freien Abflusses von einem Boden unter allen Umständen festgehalten wird, wenn ihm ein Überschufs von Wasser zur Verfügung steht. Dann sind nicht alle, sondern nur die engsten Kapillarräume vom Wasser erfüllt, es befindet sich im Boden Wasser und Luft nebeneinander.

Wird nun der Abflufs dadurch behindert, dafs unterhalb der wasserdurchlässigen Schicht eine undurchlässige Schicht dem Wasser entgegentritt, so wird letzteres sich allmählich auf dieser Schicht sammeln. Es wird nach und nach steigen, die Luft aus den Poren der durchlässigen Schicht verdrängen und diese Poren vollständig ausfüllen. Dann bildet sich eine unterirdische zusammenhängende Wasseransammlung innerhalb der Hohlräume des Bodens: das Grundwasser.[102]) Diese Wasseransammlung beeinflufst aber auch noch die unmittelbar oberhalb befindliche Schicht des kapillar gefüllten Bodens insofern, als für eine kleine Strecke die sämtlichen Kapillarräume sich mit Wasser füllen, soweit nämlich die Schwerkraft durch die Haarröhrchenkraft überwunden werden kann. In diesem Raum ist dann die gröfste oder volle Wasser-Kapazität vorhanden.

Die horizontale Ausbreitung des Grundwassers wird in erster Linie beeinflufst durch die Oberflächenform der undurchlässigen Schicht. Ist das Grundwasser genügend hoch gestiegen, so bewegt es sich in der Richtung des stärksten Gefälles der undurchlässigen Schicht abwärts. Es erscheint als Quelle an der Oberfläche, namentlich dann, wenn die undurchlässige Schicht zu Tage tritt; andernfalls vereinigt es sich mit anderen Grundwasseransammlungen, dehnt sich dann oft über weite Strecken aus und bildet grofse unterirdische Grundwasserströme, deren Verlauf wiederum abhängig ist von der Abdachung der undurchlässigen Schicht im grofsen und ganzen, und welche ihre Vorflut in den Binnengewässern, den Seen, Flüssen und dem Meere finden.

Die Menge des versickernden Wassers ist sehr beträchtlich. Nach Delesse[103]) beträgt das in der Erde vorhandene Grundwasserquantum 1278900 Billionen cbm oder den 845. Teil des Erdvolumens. Er setzt hierbei eine Dichte der Erdrinde von 2,5, einen Gehalt an Inbibationswasser (Durchtränkungswasser) von 5% und ferner eine Temperaturerhöhung des Erdinnern von 1° für 33 m voraus; nimmt sonach an, dafs 100° C. in 3300 m Tiefe sich vorfinden. Da aber die Dampfbildung vom Druck abhängt, und dieser ebenfalls mit der Tiefe zunimmt, so berechnet er, dafs bis zu 18500 m Tiefe, d. i. bis zu einer Temperatur von 600° C. sich flüssiges Wasser in der Erde vorfindet.

[102]) Abweichend hiervon erklärt Volger (Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1877) das Grundwasser für ein Kondensationsprodukt der Luftfeuchtigkeit in den Bodenschichten, während Novak (Vom Ursprunge der Quellen, Prag 1879) das Wasser der Meere und Seen durch tiefe Klüfte und Spalten in den sogenannten „tellurischen Hohlraum" gelangen läfst, wo dasselbe erst in Dampf verwandelt, dann wieder hoch getrieben und in den oberen kühleren Schichten zu Grundwasser kondensiert wird. (Siehe auch Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 74.)

[103]) Bulletin de la société géologique de France 1861—62, S. 64. Journal für Gasbel. und Wasserversorgung 1881, S. 430.

§ 11. Bewegung des Grundwassers. Unter dem Einflufs der Schwere bewegt sich das in den Boden eingedrungene Wasser auf der undurchlässigen Schicht dem nächsten Recipienten zu. Je nach der Spiegelhöhe des letzteren, dem vorhandenen Gefälle, der abzuführenden Wassermenge, nach der Profilgröfse des Grundwasserbettes und der Beschaffenheit der durchlässigen Schicht verändert sich auch die Bewegung des Grundwassers.

Zwei diese Verhältnisse besonders deutlich veranschaulichende Profile sind in F. 9 u 10, T. I dargestellt. Sie wurden von Thiem gelegentlich der Ausführung der Vorarbeiten für die Wasserversorgung der Stadt München gemessen und zeigen beide die durch die wechselnde Höhenlage der undurchlassenden Schicht bedingte Änderung des Gefälles und der wasserhaltenden Querschnitte. In der Höhe 554,20 (s. F. 9) nimmt, veranlafst durch die starke Neigung der Sohle des Grundwasserstroms, das Gefälle so zu, dafs unwillkürlich der Eindruck einer Stromschnelle entsteht; auch in F. 10 ist der starke Abfall des Grundwassers nach dem in die undurchlassende Schicht eingeschnittenen Flufsbett der Isar bemerkenswert. Die zuletzt genannte Figur zeigt ferner eine das rechts und links liegende Gebiet trennende unterirdische Wasserscheide. Ein hier abgesenkter Brunnen würde gar kein Wasser ergeben haben, während dem bei *C* angelegten Versuchsbrunnen bis zu 200 l pro Sekunde entnommen werden konnten. In F. 11 u. 12, T. I sind auch die Schichtenlinien des Grundwassers in der Nähe dieses Versuchsbrunnens mitgeteilt; F. 11 stellt dieselben im natürlichen Zustande, F. 12 bei einer Senkung des Brunnenspiegels von 3,75 m dar. Wie ein Vergleich beider Figuren ergiebt, ist der Einflufs dieser Senkung auf die Umgebung nicht nach allen Seiten derselbe, er verschwindet in südlicher Richtung am schnellsten und zwar schon in einer Entfernung von etwa 500 m, sodafs also das stärkste Gefälle des unterirdischen Grundwasserstroms südlich vom Brunnen gesucht werden mufs. Dasselbe beträgt im natürlichen Zustande nahezu 1,5‰ und wird durch die Entnahme in der Weise geändert, dafs die Oberfläche des Wasserspiegels die Gestalt des Mantels eines kegelähnlichen Körpers annimmt, in dessen Spitze der Brunnen liegt.

F. 5, T. I zeigt ein Grundwasserprofil innerhalb der Stadt München selbst und zwar in der Richtung von Nordwest nach Südost von der Nymphenburger Strafse zur Maximilian-Strafse.[104]) Hier zeigt sich wie in F. 10, dafs im allgemeinen die Oberfläche des Grundwasserspiegels der Oberfläche der undurchlässigen Schicht folgt, jedoch ohne derselben immer parallel zu sein. Es fällt die Tertiärschicht von der Isar nach Nordwesten abwärts, während die Grundwasserschicht ein entgegengesetztes Gefälle nach dem Flusse hin hat. Eine kegelförmige Erhebung des Flinzes unterhalb des Odeons-Platzes ist besonders beachtenswert. Dieselbe erreicht eine Höhe von 10 m, verrät sich aber auf der Oberfläche in keiner Weise. Sie bildet auch keine durchgehende Wasserscheide wie die im Querschnitt ähnlich erscheinende Erhöhung in F. 10: es ist hier vielmehr ein einzelner Hügel vorhanden innerhalb der Grundwasserbewegung, welcher Veranlassung gegeben hat zu einem Aufstau des Grundwassers in seinem Umkreise. Die Spitze des Hügels blieb vom Wasser gänzlich unbenetzt — wie ein hier abgeteuftes Bohrloch darlegte, — aber in der Umgebung des Hügels fand sich das Wasser in solcher Höhe, dafs auf eine Anstauung des Grundwasserstromes in weiterem Umkreise geschlossen werden mufste. Die Höhe dieser Anstauung überragte sogar die Spitze des Hügels. Ihre horizontale Ausdehnung erstreckte sich nach Nordwesten über den vierten Teil der

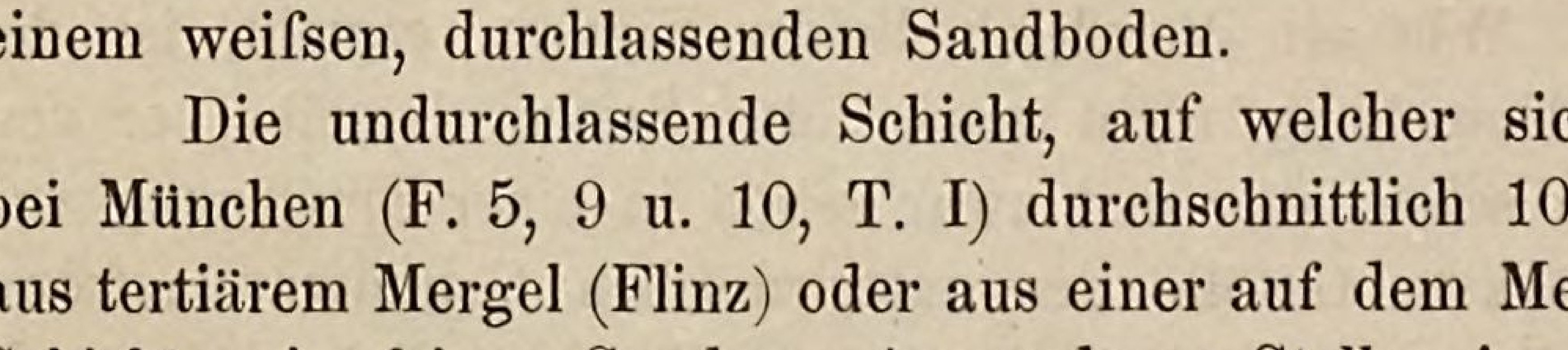
[104]) Nach Gümbel. Die Bewegung des Grundwassers unter dem Boden der Stadt München. 1877.

Brienner Strafse, sodafs hier im Längenschnitt die Grundwasseroberfläche ein Wellenthal zeigt, welches als Thal eines Sattels um den Hügel herum nach der Maximilian-Strafse hin entwässert. Diese Beschaffenheit der Grundwasseroberfläche entzog sich vollständig der Wahrnehmung von der Erdoberfläche aus. Derartige Verhältnisse erscheinen öfters. Sie geben die Erklärung für manche überraschende Vorkommnisse, die bei dem Suchen nach Brunnen auftreten: So mufste in der Jesuiten-Kaserne in Brünn ein Brunnen als wasserlos verschüttet werden, während zwei andere Brunnen im nächsten Hofe derselben Kaserne in ungleicher Stärke Wasser lieferten. In derselben Stadt bohrte man im neuen Ständehause am Ritwik-Platze erfolglos nach Wasser und erreichte in einer Tiefe von 11,5 m den Tegel, während wenige Meter von derselben Stelle entfernt nördlich, östlich und südlich Sandschichten von 1 bis 1,5 m Mächtigkeit mit reichlicher Wasserführung angetroffen wurden.[105])

F. 6, T. I stellt nach Hefs[106]) ein Profil der Grundwasserstände in den Böhme-Wiesen unterhalb Walsrode dar. F. 7 zeigt das Profil der Grundwasserstände von dem Aller-Flufse bei einer Schäferei unterhalb Celle bis zum Fuhse-Kanal. Der Grundwasserstand liegt so tief unter Terrain, dafs benachbarte Gräben einen grofsen Einflufs nicht ausübten, der Scheitelpunkt des Gefälles konnte ermittelt werden, endlich war es auch thunlich, die Verhältnisse zu verschiedenen Zeiten zu untersuchen. Der Boden besteht durchgängig aus reinem, ziemlich grobkörnigen Diluvialsand, an einzelnen Stellen finden sich Spuren von Ortstein, doch liegt der Grundwasserstand tief unter demselben in einem weifsen, durchlassenden Sandboden.

Die undurchlassende Schicht, auf welcher sich das Grundwasser bewegt, liegt bei München (F. 5, 9 u. 10, T. I) durchschnittlich 10—20 m unter Terrain und besteht aus tertiärem Mergel (Flinz) oder aus einer auf dem Mergel ruhenden und fest gelagerten Schicht sehr feinen Sandes. An anderen Stellen in der Umgebung von München wird sie aus diluvialem Gletscherschlamm, aus Tuff und aus der Süfswasser-Molasse gebildet. Bei Breslau besteht sie aus diluvialen oder tertiären Thonschichten, bei Königsberg aus Thon oder aus Ablagerungen sehr feinen kalkhaltigen Schluffsandes, bei Berlin aus einzelnen Thonschichten oder Mergel, bei Leipzig aus unterem Meeressand oder aus Braunkohlenthon, bei Nürnberg aus Keuperletten, bei Crefeld aus Thon, bei Kopenhagen, London und Paris aus Kalkstein u. s. w. Die wasserführende Schicht besteht in München und in den meisten an Flüssen mit starkem Gefälle liegenden Städten, wie Dresden, Hannover, Kassel, Halle, Augsburg, Strafsburg, aus Schotter oder Kies; in Berlin, Potsdam, Danzig und vielen anderen Orten der norddeutschen Tiefebene aus Sand von gröfserer Mächtigkeit, mit Kiesschichten vermengt; in Darmstadt, Leipzig, Königsberg i. Pr., Elbing, Breslau aus einzelnen wasserführenden Sand- und Kiesschichten; in Kopenhagen, sowie in der Umgegend von London und verschiedenen Städten im Süden und Osten Englands aus den oberen, zerklüfteten Teilen der tertiären Kalkschichten.

Fig. 9. *Tiefengrundwasser.*



Nicht immer hat man es mit einer durchlässigen Schicht zu thun; vielmehr kommt die Einlagerung einer zweiten derartigen Schicht nicht allzu selten vor (Fig. 9). Je nachdem diese Zwischenschicht mehr oder weniger ausgedehnt

[105]) A. Makowsky. Der Boden von Brünn. Verhandl. des naturforschenden Vereins in Brünn 1876.
[106]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 231.

ist und eine gröfsere oder geringere Stärke besitzt, treten bei der Erbohrung des Grundwassers oder bei dem Aufschlufs desselben durch Brunnen verschiedene Erscheinungen ein, die in der unten angegebenen Quelle[107]) näher besprochen sind. Bei entsprechender Steigung des Hinterlandes übt das Tiefengrundwasser gegen die Unterseite der eingelagerten Schicht einen nach oben gerichteten Druck aus und hat bei der Absenkung eines Bohrloches von entsprechender Tiefe das Bestreben, in diesem aufzusteigen. So folgt die auf etwa 13,5 m starke wasserführende obere Sandschicht in Nürnberg eine 3,5 m starke Lage von Keuperletten, unter welchem eine Quarzsandschicht liegt, deren Wasser bei Durchbohrung des Lettens 2—3 m über Terrain stieg.[108]) In Crefeld liegen zwei durch ein Lettenlager voneinander getrennte Kiesschichten von bedeutender Stärke übereinander, deren Wasser auch qualitativ verschieden ist.[109]) In Darmstadt schöpfen die daselbst zum Zwecke der Wasserversorgung angelegten Filterbrunnen von mehr als 60 m Tiefe aus verschiedenen wasserführenden Schichten, die ebenfalls voneinander unabhängig sind.[110]) Im Norden von Königsberg liegt eine wasserführende Sandschicht in 10 m Tiefe unter einer Decke wasserdichten Schluffs; sobald diese durchbrochen ist, steigt das Wasser bis nahe unter und an einzelnen Stellen über die Oberfläche empor, ähnlich wie bei einem artesischen Brunnen, durch welchen das Grundwasser nach dem Gesetze der kommunizierenden Röhren oft aus grofsen Tiefen nach oben gebracht wird. Nach den Beobachtungen von Fodor[111]) ist in Budapest die obere undurchlässige Schicht (Tegel) an einer Stelle durchbrochen und das Grundwasser fliefst, in seiner Oberfläche einen Trichter bildend, von der Umgebung aus nach dieser Stelle hin, wahrscheinlich sich in den unter dem Tegel liegenden Kalk verlierend.

Grundwasserströme von bedeutender Ausdehnung zeigen sich gewöhnlich überall da, wo mächtige Geröllmassen als Gefolgerscheinungen der Eiszeiten angehäuft worden sind. So konnte Thiem[112]) in der Nähe von Naunhof 17 km von Leipzig einen Grundwasserstrom in einem mit Geröll verschütteten eiszeitlichen Arm der Mulde nachweisen. Das Grundwasserbett bildet hier eine Mulde von 12—13 m Mächtigkeit, deren wasserdichte Wandungen unten durch tertiären Thon und Porphyr, oben durch einen undurchlässigen löfsähnlichen Decklehm von durchschnittlich 2 m Mächtigkeit, zur Seite westlich durch tertiäre Thone und östlich durch Porphyr gebildet wird. Diese Röhre enthält in ihrer ganzen Ausdehnung echte fluviale Gebilde aus Muldenschotter, Muldenkiesen und Muldensanden. Sie wird von Südost nach Nordwest mit einem Gefälle von 5,5 m auf 5000 m Länge bei mittleren hydrologischen Zuständen durchströmt und zwar mit einer mittleren Geschwindigkeit von mindestens 2,5 m auf den Tag, bezogen auf das ganze benetzte Profil. Ähnliche Verhältnisse kehren in der Schweiz öfters wieder[113]), sie finden sich bei München[114]), bei Wiener Neustadt[115]) und an anderen Orten. Auf italienischem

[107]) Die Wasserversorgung der Stadt Leipzig von A. Thiem. 1879, S. 17.

[108]) Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1879.

[109]) Das Wasserwerk der Stadt Crefeld. Berlin 1881. S. 1.

[110]) Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1881, Heft 4.

[111]) Fodor. Hygienische Untersuchungen über Luft, Boden und Wasser. Braunschweig 1882. S. 96.

[112]) Thiem. Bericht an den hohen Rat der Stadt Leipzig über die hydrologischen Untersuchungen der Umgebung von Naunhof. 1881.

[113]) Heim. Die Quellen (Vortrag). Basel 1885. S. 16.

[114]) Gruber. Das Münchener Becken. Forschungen zur deutschen Landes- und Volkskunde, Band I, Heft 4. Stuttgart 1884.

[115]) F. Karrer. Geologie der Franz-Josephs-Quellenleitung. Abhandlungen der k. k. geolog. Reichsanstalt 1877.

Gebiet finden sich derartige weit sich erstreckende unterirdische Wasserbewegungen unter anderm in der Po-Ebene am Fufse der Alpen und in der römischen Campagna.

Das Gefälle des Grundwasserspiegels ist abhängig von der Neigung der undurchlassenden Schicht, die im allgemeinen mit derjenigen der Oberfläche des darüber gelagerten Bodens übereinstimmt. In den Alluvionen des Rhein-Thales bei Strafsburg hat Thiem ein Gefälle von 0,6°/oo in denen des Lech-Thales oberhalb Augsburg im Siebentischwalde 3°/oo, für die Strecke von Deisenhofen bis Aschheim bei München 3,26°/oo nachgewiesen. Auf dem Terrain nördlich von Königsberg i. Pr. wurden 0,6°/oo gefunden. Im übrigen wechselt das Gefälle des Grundwassers noch viel mehr, als das der oberirdischen Wasserläufe wegen der nur selten gleichartigen Beschaffenheit der durchlässigen Schicht, welche je nach der Zahl und Gröfse der vorhandenen Zwischenräume eine verschieden grofse Druckhöhe zur Überwindung der Bewegungswiderstände nötig macht.

Es war deshalb auch bisher noch nicht möglich, ähnlich wie bei offenen Wasserläufen Formeln zur Berechnung der Wassermenge, bezw. der Geschwindigkeit mit allgemein gültigen Koefficienten aufzustellen; die letzteren müssen in jedem einzelnen Falle besonders bestimmt werden. Nach den Versuchen von Hagen, Darcy und Poiseuille über die Bewegung in sehr engen Röhren, bezw. in durchlässigen Bodenschichten, sowie nach den Begründungen von Neumann in Königsberg[116]) wächst die Geschwindigkeit v im direkten Verhältnis zur Druckhöhe (nicht wie bei offenen Wasserläufen, wie die Wurzel aus der Druckhöhe). Bezeichnet demnach l den der Druckhöhe h entsprechenden Weg und k einen vom Material abhängigen Koefficienten, so ist

$$v = k \frac{h}{l}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 1.$$

oder für die Abscisse x des zur Bewegungsrichtung parallelen Längsprofiles eines Grundwasserstromes (F. 3, T. I):

$$v_x = k \frac{dy}{dx}.$$

Bezeichnet b die Breite des Grundwasserstromes, so beträgt dessen wasserhaltendes Profil bei x: $F_x = y \,.\, b \,.\, k_1, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 2.$

wenn k_1 den Durchlässigkeitskoefficienten bezeichnet. Gleichzeitig ist die Wassermenge

$$Q = F_x\, v_x = y \,.\, b \,.\, k_1 k \frac{dy}{dx},$$

oder $k_1 k = k_0$ gesetzt:

$$\int Q\, dx = \int k_0\, y\, dy\, b; \quad Q\, x = k_0\, b \frac{y^2}{2} + C;$$

da für $x = 0$ $y = h$, so ist $C = -k_0 \frac{b h^2}{2}$ und

$$y_2 = \frac{2 Q x}{k_0 b} + h^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 3.$$

Demnach bildet das Längenprofil unter der Voraussetzung, dafs das durchlassende Material überall von gleicher Beschaffenheit ist, das abgeführte Wasserquantum dasselbe bleibt und die undurchlassende Schicht tiefer liegt, als der Spiegel des Recipienten, eine Parabel. So selten aber namentlich der erstgenannten Bedingung bei gröfseren Strecken wirklich entsprochen wird, ebenso selten darf man auf das Vorhandensein der Parabel als Profillinie rechnen. Von den auf T. I mitgeteilten Grundwasserprofilen hat nur das der F. 3 eine Ähnlichkeit mit einer Parabel; alle übrigen teilen mit ihr nur die Eigenschaft, nach dem Scheitelpunkt bezw. nach dem Recipienten zu stärker abzu-

[116]) Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1879, S. 575.

fallen. Freilich bleibt zu berücksichtigen, dafs wohl keines der Profile wirklich in der Bewegungsrichtung des Grundwasserstromes gemessen wurde.

Bei einem im Grundwasser stehenden Brunnen mit durchlässigen Seitenwandungen (F. 4, T. I) ist unter Anwendung gleicher Bezeichnungen und (wegen der Konstantenbestimmung) unter Verlegung der Axe in die Mitte des Brunnens vom Halbmesser r, sowie unter Annahme eines ursprünglich horizontalen Grundwasserspiegels in der Nähe des Brunnens:

$$Q = y \,.\, 2 x \pi \,.\, v_x \, k_1 \, k = 2 x y \pi \frac{dy}{dx} k_0 \,.$$

$$Q \frac{dx}{x} = 2 \pi k_0 y \, dy; \quad Q \, l n (x) = k_0 y^2 \pi + C.$$

Da für $x = r$ $y = h$, so wird $C = Q \, l n (r) - k_0 h^2 \pi$ oder $k_0 \pi = K$ gesetzt:

$$y^2 = \frac{Q}{K} \, l n \left(\frac{x}{r}\right) + h^2 \,. \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 4.$$

Dieser Ausdruck für die Axenschnitte des durch den gesenkten Grundwasserspiegel gebildeten Kegels giebt, wie Thiem[117]) für den Versuchsbrunnen im Gleisenthal bei München nachgewiesen hat, mit der Wirklichkeit gut übereinstimmende Werte. Auch die in der unten angegebenen Quelle[118]) mitgeteilten Absenkungen des Grundwassers stimmen — namentlich bei den Versuchen mit der stärksten Depression — mit den aus der Formel erhaltenen Mafsen recht gut.[119])

Die Geschwindigkeit der Grundwasserbewegungen suchte man früher durch eine Anzahl von Probebrunnen mit ausgedehnten Pumpversuchen zu ermitteln, indem man aus der Absenkung der Grundwasserstände durch mühsame Rechnung die Geschwindigkeit des zuströmenden Wassers ableitete. A. Thiem hat an Stelle dieses umständlichen Verfahrens ein wesentlich einfacheres gesetzt.[120]) Er legt in der Richtung des mutmafslichen Wasserstromes zwei Versuchsbrunnen in angemessener Entfernung an, bringt in den oberen Versuchsbrunnen einen Körper, welcher von dem Wasser begierig aufgenommen wird und durch chemische Analyse leicht nachgewiesen werden kann, schöpft aus dem zweiten, dem unteren Brunnen, nach der Einführung der Zumischung in kurzen Zwischenräumen Wasserproben, aus deren Analyse man Schlüsse auf die Geschwindigkeit des Wasserstromes zu ziehen im stande ist. Die Lösung des eingeführten fremden Körpers dringt nach allen Richtungen radial von der Einführungsstelle in die Wasserschicht ein mit gröfserer oder geringerer Geschwindigkeit je nach der Durchlässigkeit des Untergrundes und in konzentrisch zunehmender Verdünnung der Lösung. Da während dieser Verteilung der Lösung gleichzeitig ein Fortströmen der gesamten Wassermenge in der Richtung auf das zweite Bohrloch stattfindet, so mufs sich in der einen Hälfte des mit dem Fremdkörper gemischten Wasser-

[117]) IV. Bericht über die Verhandlungen und Arbeiten der Münchener Kommission für Wasserversorgung, Kanalisation und Abfuhr. München 1880. S. 156.

[118]) Salbach. Das Wasserwerk der Stadt Crefeld. Berlin 1881. S. 3. (Aus Ann. f. Gew. u. Bauw. 1881.)

[119]) Aufser Thiem hat sich namentlich Smreker mit der Bestimmung der Form der Oberfläche des in Bewegung befindlichen Grundwassers beschäftigt und darüber eingehende Untersuchungen veröffentlicht in der Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1881, Heft 5—8. Die Voraussetzungen, von denen er ausgeht, sind verschieden von den oben angegebenen und stützen sich auf den von Smreker gegebenen Nachweis, dafs $h = \xi \frac{v^2}{2g} l$, worin $\xi = \alpha + \frac{\beta}{\sqrt{v}}$ oder bei sehr kleinen Geschwindigkeiten $\xi = \frac{\beta}{\sqrt{v}}$ statt der auf S. 44 angeführten Grundformel 1 zu setzen ist, s. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1878, S. 117.

[120]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, S. 620.

kreises eine Verzögerung, in der anderen Hälfte eine Beschleunigung der Fortbewegung einstellen, je nachdem deren Weg in gleicher oder umgekehrter Richtung zu der Bewegung des Grundwasserstromes steht. Der Grad der Konzentration wird um so höher sein, je geringer die Entfernung der Versuchsbrunnen war. Aus den bildlich aufgetragenen Ergebnissen der Zeitberechnungen und der Analysen kann dann die Geschwindigkeit des Grundwasserstromes berechnet werden. Thiem verwendet zu diesen Versuchen Kochsalz als rasch löslichen, chemisch zuverlässigen und bequem zu bestimmenden Fremdkörper, welcher zudem den Vorteil hat, weder giftig zu sein, noch dem Grundwasser eine Farbe zu geben. Er hat dies Verfahren bei den neuen Wasserversorgungsanlagen in Greifswald und Stralsund mit gutem Erfolge angewendet.

§ 12. Höhe des Grundwasserstandes. Die Höhe des Grundwasserspiegels ist periodischen Schwankungen unterworfen. Sein derzeitiger Stand ist abhängig von den Wechselbeziehungen zwischen Niederschlag und Verdunstung. Beide wirken in entgegengesetzter Weise auf den Stand des Grundwassers ein. Während nun der Niederschlag und sein Einflufs nach den Regenmessungen leicht beurteilt werden kann, ist die Schätzung der Verdunstung ungleich schwieriger. Soyka[121]) zieht statt ihrer den Feuchtigkeitszustand der Luft in Betracht; denn in dem jeweiligen Feuchtigkeitsgrad der Luft mufs sich die Gröfse der Verdunstung ausdrücken. Nun können aber die Angaben über die absolute Feuchtigkeit der Luft hierfür nicht mafsgebend sein; denn dadurch, dafs mit der steigenden Temperatur die Fähigkeit der Luft, Wasserdampf aufzunehmen, zunimmt, giebt der Grad der absoluten Feuchtigkeit keinen Mafsstab für die Trockenheit der Luft, d. h. für die Wassermenge, welche noch zur Förderung der Verdunstung aufgenommen werden kann. Ebensowenig kann die relative Feuchtigkeit als richtiger Mafsstab dienen. Denn dieselbe giebt wohl den jeweiligen Feuchtigkeitszustand der Luft in Prozenten an, aber in Prozenten der zur Zeit vorhandenen Wasser-Kapazität. Diese Wasser-Kapazität ist aber entsprechend der Temperatur aufserordentlich wechselnd, und deshalb haben die Prozentzahlen der relativen Feuchtigkeit bei verschiedenen Temperaturgraden einen verschiedenen Wert. Aus diesen Gründen zieht Soyka zur Beurteilung des Feuchtigkeitszustandes der Luft, also des Mafses der Verdunstung, das Sättigungsdefizit heran (vergl. § 1). Dadurch gewinnt er ein genaues Urteil über die Abhängigkeit der Grundwasserschwankungen von Regen und Verdunstung. Für München und Berlin drückt sich dies in den Jahrestabellen auf S. 47 (Tabelle 10) aus, welche in den Figuren 10 u. 11 bildlich dargestellt worden sind und zwar der Deutlichkeit wegen in zweimaliger Nebeneinanderstellung des Jahresumfangs.

In München tritt das Maximum des Grundwassers in den Monaten Mai—August ein, das Minimum in den Monaten Oktober—Januar. Während im Sommer auch Niederschlagsmenge und Sättigungs-Defizit den höchsten Stand einnehmen und dadurch zur Höhe des Grundwassers Veranlassung geben, weicht das Minimum des Grundwassers von dem Minimum des Niederschlages ab. Der geringste Niederschlag trat im Februar, der geringste Grundwasserstand dagegen im November ein. Die Erklärung giebt die Kurve des Sättigungs-Defizits. Letzteres war wohl im Mai bis August am höchsten, es konnte aber keine den Grundwasserstand erniedrigende Wirkung äufsern, weil zur selben Zeit die Niederschläge zu mächtig waren und den Verlust durch Verdunstung reichlich ausglichen, weil ferner die Wirkung des Sättigungs-Defizits sich erst später

[121]) Soyka. Schwankungen des Grundwassers. Wien 1888.

äufsern kann entsprechend dem Fortschreiten der Bodenverdunstung. Wenn die Niederschläge abnehmen (im Oktober und November) kommt diese verzögerte Wirkung des Sättigungs-Defizits in höherem Mafse zur Geltung: daher der tiefe Stand des Grundwassers im Oktober und November. Dann aber ist das Sättigungs-Defizit selbst so gering geworden, — es ist bis fast auf Null herabgesunken, — dafs es durch Verdunstung nicht viel Wasser dem Niederschlage entziehen kann; alsdann macht sich trotz der geringen und stetig noch abnehmenden Höhe der Niederschläge ein Steigen des Grundwassers im Dezember, Januar und Februar geltend.

Tabelle 10. **Schwankungen des Grundwassers.**

Abhängigkeit des Grundwasserstandes vom Niederschlage und vom Sättigungs-Defizit in den Monaten	München nach 30jährigen Beobachtungen an 3 Brunnen.			Berlin nach 16jährigen Beobachtungen an 37 Brunnen.		
	Grundwasserstand m über d. Meere	Regenhöhe mm	Sättigungs-Defizit mm	Grundwasserstand m über d. Meere	Regenhöhe mm	Sättigungs-Defizit mm
Januar	515,402	35,0	**0,18**	32,72	40,3	0,71
Februar	515,417	**29,1**	0,42	32,79	34,8	0,91
März	515,482	48,4	0,86	32,88	46,6	1,55
April	515,501	55,5	1,84	**32,96**	**32,1**	2,73
Mai	515,521	77,8	2,43	32,88	39,8	3,95
Juni	515,582	**112,1**	3,11	32,69	62,2	5,13
Juli	**515,592**	111,8	**3,54**	32,56	**66,2**	**5,64**
August	515,567	101,7	3,23	32,45	60,2	4,83
September	515,453	71,7	2,06	32,40	40,8	3,77
Oktober	515,367	54,4	0,94	**32,38**	57,5	1,72
November	**515,324**	50,5	0,41	32,47	44,5	1,01
Dezember	515,352	45,8	0,22	32,50	46,2	**0,59**
Jahresmittel	515,463	66,1	1,60	32,64	47,6	2,71
Ausschlag	0,268	83,0	2,36	0,58	33,1	5,05

Fig. 10.
Grundwasser-Schwankungen in München.

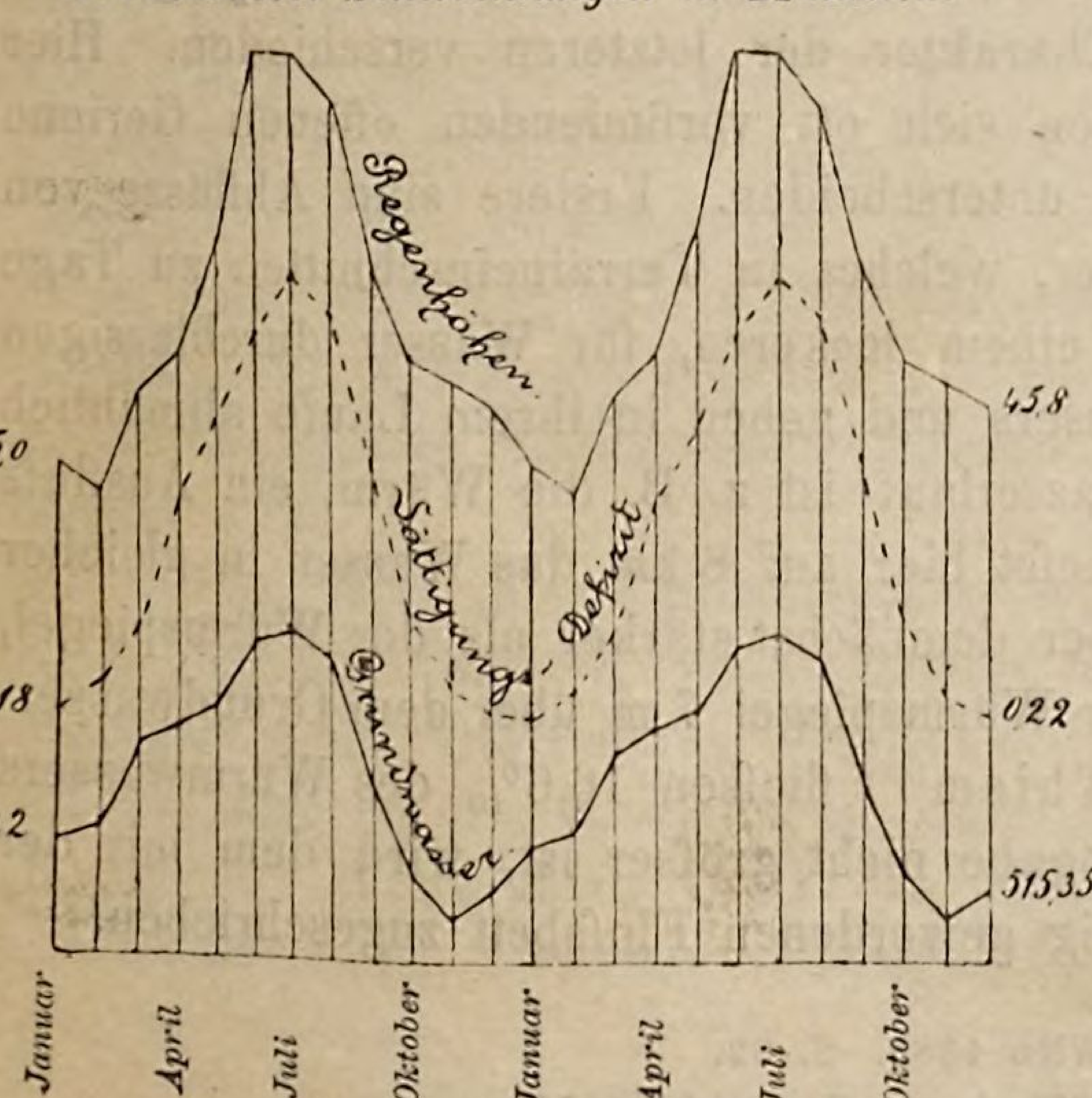
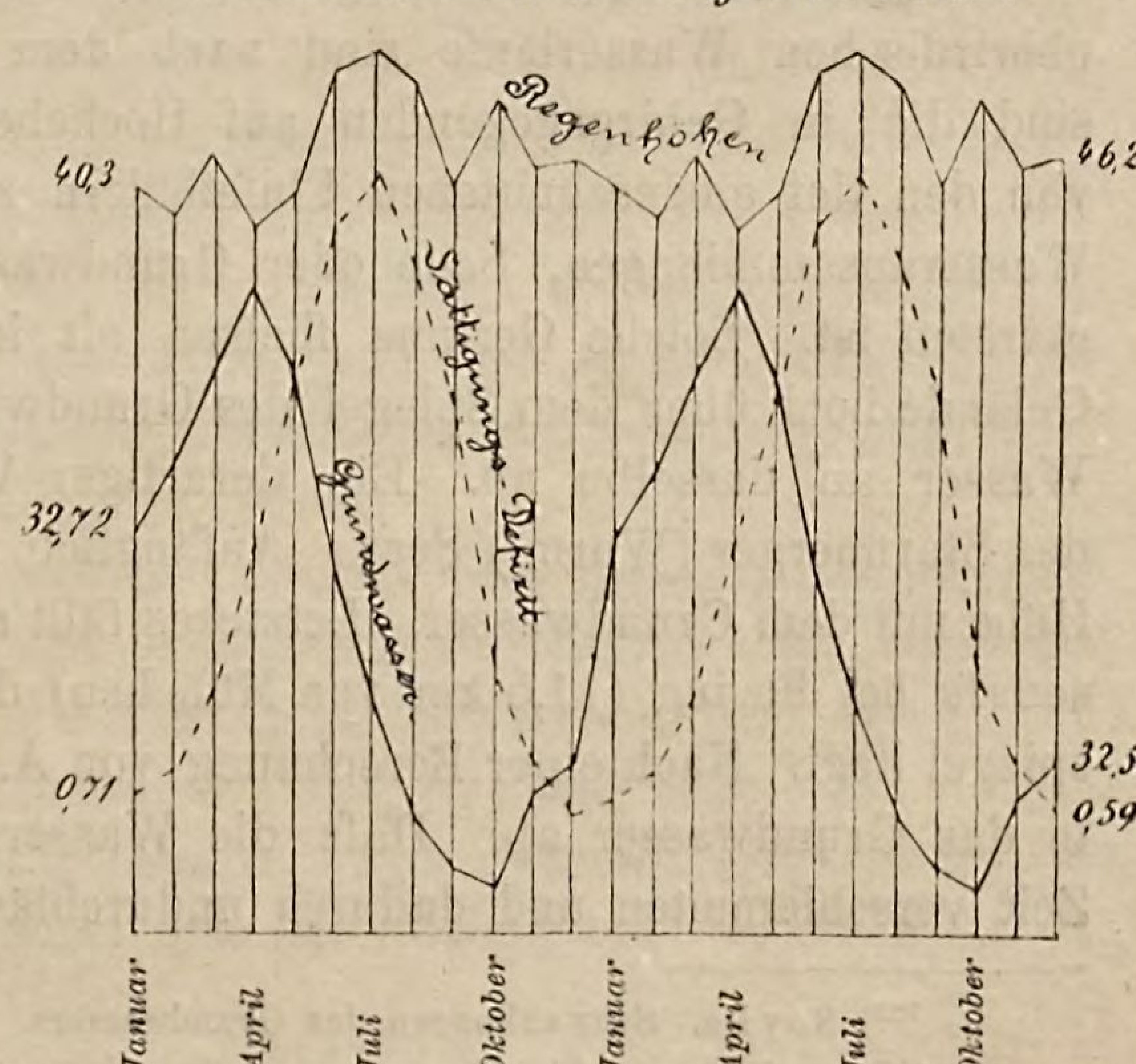


Fig. 11.
Grundwasser-Schwankungen in Berlin.



Anders ist der Verlauf in Berlin. Hier ist in der weiten Niederung im Gegensatz zur bayerischen Hochebene bei München erst in gröfserer Tiefe Grundwasser zu finden. Letzteres fliefst der Spree zu; die für die Wasserströmung schwerer durchgängigen und zum teil auch undurchgängigen Schichten des unteren Diluviums ersetzen die wasserundurchlässige Schicht. Es tritt daher hier die ohnehin schwach ausgeprägte Schwankung des Regenfalles zurück, und die viel stärker in den Schwankungen des Sättigungs-Defizits sich geltend machende Verdunstung ist entscheidend auf die Höhe des Grundwasserstandes. Dem gröfsten Sättigungs-Defizit in den Monaten Juni—August folgt mit zweimonatlicher Verspätung das tiefste Absinken des Grundwassers in den Monaten August bis Oktober. Dem niedrigsten Sättigungs-Defizit in Dezember—Februar folgt mit zwei- bis dreimonatlicher Verspätung der höchste Grundwasserstand der Monate März—Mai. Ähnliche Verhältnisse wie in München fand Soyka bei den Untersuchungen der Grundwasserstände von Graz, Trient, Innsbruck, Salzburg; und ähnliche wie in Berlin bei denen von Frankfurt a. M., Bremen, Brünn, Prag, Krakau, Josefstadt, Baden bei Wien, Agram, Debreczin, Czernowitz und Szegedin.

Wie die Regenhöhen in grofsen Jahresperioden schwanken, so schwanken die Verdunstungsmengen und die Grundwasserstände in ähnlichen Perioden. Die Tabelle 11 zeigt das Schwanken des Regens, des Sättigungs-Defizits und des Grundwassers in Salzburg.[122]) Der höchste mittlere Grundwasserstand der Periode 1876—80 entsprach der höchsten Regenmenge, der niedrigste mittlere Grundwasserstand der ganzen Periode 1861—65 dem höchsten Sättigungs-Defizit, also der stärksten Verdunstung.

Tabelle 11. **Säkulare Schwankungen des Grundwassers.**

Beobachtungen in Salzburg	Grundwasser m über d. Meere	Regenmenge mm	Sättigungs-Defizit mm
1861—65	**412,97**	1058	**2,38**
1866—70	413,03	1207	1,95
1871—75	412,99	1283	1,70
1876—80	**413,13**	**1431**	1,63
1881—85	413,04	1285	1,79

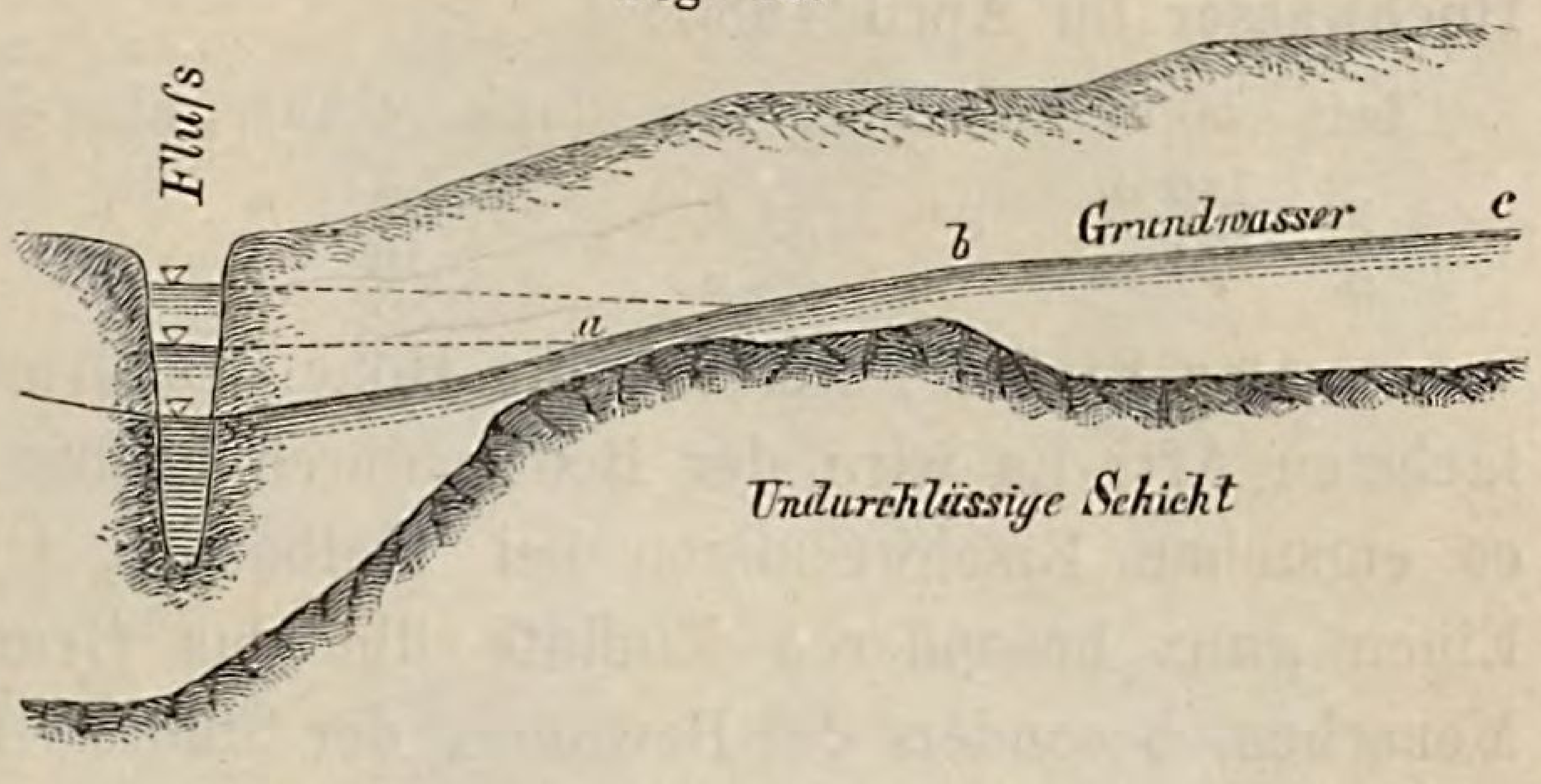
Die Beziehungen der Höhe des Grundwasserstandes zu dem Wasserspiegel der oberirdischen Wasserläufe sind nach dem Charakter der letzteren verschieden. Hier sind die in Gebirgsgegenden auf Hochebenen sich oft vorfindenden offenen Gerinne von den tief eingeschnittenen Flufsthälern zu unterscheiden. Erstere sind Abflüsse von Wasseransammlungen, Seen oder Grundwasser, welches in Terraineinschnitten zu Tage getreten ist. Solche Gerinne fliefsen oft in einem lockeren, für Wasser durchlässigen Gelände hoch über dem Spiegel des Grundwassers und geben in ihrem Laufe allmählich Wasser an dasselbe ab. Ein derartiger Wasserlauf ist z. B. die Würm, ein Ausflufs des Starnberger (Würm-) Sees. Anfänglich fliefst hier auf 8 km das Wasser in gleicher Höhe mit dem Grundwasser. Letzteres fällt aber demnächst stärker als der Würmspiegel, sodafs bei Pasing (11,5 km von München) der Würmspiegel 7 m über dem Grundwasserspiegel liegt. Nach einer Berechnung von A. Thiem[123]) fliefsen 16,6% des Würmwassers in das Grundwasser ab. Dafs die Wasserabgabe nicht gröfser ist, wird dem mit der Zeit verschlammten und dadurch undurchlässig gewordenen Flufsbett zugeschrieben.

122) Soyka. Schwankungen des Grundwassers. Wien 1888. S. 82.

123) A. Thiem. Die Wasserversorgung der Stadt München. Vorprojekt 1876.

Diejenigen Flüsse dagegen, welche in der undurchlässigen Schicht selbst eingeschnitten sind, werden stets von dem Grundwasser gespeist, denn immer ist an solchen Flüssen ein Ansteigen des Grundwassers mit der Entfernung vom Flusse zu beobachten: der sprechendste Beweis, dafs das Grundwasser dem Flufs zuströmt. Dies zeigt Fig. 12.

Fig. 12.



Das Gefälle ist abhängig von dem Durchflufsprofil und der Wassermenge. Beispielsweise wird das Gefälle und demnach auch die Geschwindigkeit des Wassers auf der Strecke *ab* gröfser sein, als auf der Strecke *bc*, nicht allein, weil das Durchflufsprofil ein kleineres geworden ist, sondern auch weil die Wassermenge auf dem Wege von *c* nach *a* einen Zuwachs erhalten hat.

Eine Anschwellung im Flusse übt eine Rückwirkung auf den Grundwasserstand aus. Das Flufswasser tritt durch die durchlässigen Ufer, hebt anfänglich auf gewisse Zeit den Abflufs des Grundwassers auf, vergröfsert in dieser Zeit durch unmittelbaren Zuflufs die Grundwassermenge und veranlafst gleichzeitig eine Hebung des Grundwasserstandes. Diese Hebung setzt sich in das Binnenland fort. Denn der dauernde Abflufs des Grundwassers kann in dem Bereich des Rückstaues nur mit schwächerem Gefälle also mit geringerer Geschwindigkeit stattfinden, es mufs sich daher eine Vergröfserung des Durchflufsprofils und damit eine Hebung des Wasserstandes einstellen. Der Stand des Grundwassers in der Nähe eines Flusses ist also nicht allein durch die atmosphärischen Niederschläge, sondern auch durch das Steigen oder Fallen des Wassers im Flusse bedingt. Vorwiegend macht sich dies bemerkbar in der unmittelbaren Nachbarschaft des Flusses. Je gröfser die Entfernung wird, um so mehr nimmt die Wirkung des Rückstaues ab. Dies zeigt z. B. deutlich F. 2, T. 1, welche die Schwankungen des Rhein, der Ill und des Grundwassers zwischen beiden Flüssen in der Nähe von Strafsburg vom 18. November bis 22. Dezember 1874 nach den Untersuchungen von Gruner und Thiem an fünf Brunnen darstellt.[124]) Die Schwankungen des vom Rhein beeinflufsten Grundwasserstandes werden in den Kurven I bis IV immer geringer. Es stieg das Grundwasser vom 21. bis 23. November, während der Rhein bereits fiel. Zwischen dem Eintritt des Hochwassers im Flusse und dem höchsten Grundwasser kann unter Umständen ein erheblicher Zeitraum liegen, und der Wasserspiegel im Flusse kann schon wieder auf seinen gewöhnlichen Stand zurückgegangen sein, während das Grundwasser in einiger Entfernung vom Flusse noch steigt. Dieser Umstand ist namentlich für Ortschaften von Bedeutung, welche an Flüssen mit flachen und durchlässigen Ufern liegen; er erklärt manche Erscheinung, zu deren Deutung vielfach andere Gründe herangezogen worden sind.

F. 8, T. I führt Beobachtungen vor, welche zwischen dem Fuhse-Kanal und der Aller über das Aufstauen des Grundwassers und das Eindringen desselben in den Boden angestellt sind. Die Punkte, woselbst die Messungen gemacht wurden, sind No. 15, 16, 17, 19 und 20 des Profils F. 7. Aus F. 8 ergiebt sich die Zeit, innerhalb welcher der höchste Wasserstand an den verschiedenen Stellen nach dem höchsten Stande des Aller-Flusses sich einstellte. Dieselbe betrug bei dem Hochwasser im März 1866:

[124]) Topographie der Stadt Strafsburg. 1885.

bei	47—140 m	Entfernung	vom	Flusse	5 Tage,	also	Geschwindigkeit	in	einem	Tage	etwa	10—28 m
„	351 m	„	„	„	17 „	„	„	„	„	„	„	20 m
„	468 m	„	„	„	19 „	„	„	„	„	„	„	24 m
„	584 m	„	„	„	21 „	„	„	„	„	„	„	28 m

und ferner (nach anderen auf unserer Tafel nicht dargestellten Beobachtungen) bei dem Hochwasser im April 1886:

bei	50 m	Entfernung	vom	Flusse	4 Tage,	also	Geschwindigkeit	in	einem	Tage	etwa	12,5 m
„	140 m	„	„	„	5 „	„	„	„	„	„	„	28 m
„	351 m	„	„	„	10 „	„	„	„	„	„	„	35 m.

Der Einfluſs, welchen die Höhe des Grundwasserstandes ausübt, ist der mannigfachsten Art: Es wird der Boden durch hochstehendes Grundwasser kalt und ertraglos, es entstehen Erschwerungen bei Tiefbauten, Überschwemmungen der Keller u. dergl. Einen ganz besonderen Einfluſs übt das Grundwasser aus auf die Gesundheit der Menschen, besonders der Bewohner der Städte. Bei zu hohem Stande wird es durch die auflöslichen Stoffe der in jeder Stadt vorhandenen Kulturschicht infiziert und dadurch zur Speisung der Brunnen untauglich. Sinkt es zu tief, so wird die Zersetzung der feucht gebliebenen fäulnisfähigen Bestandteile des Bodens gefördert und durch Entweichen der gebildeten Gase die Beschaffenheit der Auſsenluft verschlechtert. So haben die von Durand Claye veröffentlichten Beobachtungen in Paris aus den Jahren 1868—83 dargelegt, daſs hohes Grundwasser gesunden Zeiten entspricht, ungesunde Zeitabschnitte dagegen dem niedrigen Grundwasserstande folgen und zwar wurde die Sterblichkeit um so gröſser, je tiefer der Grundwasserspiegel sank. Pettenkofer hat in gleicher Weise nachgewiesen, daſs die typhösen Fieber mit dem Fall des Grundwassers beginnen und beim tiefsten Stande desselben ihren gefährlichsten Grad erreichten. Auch bei einer künstlichen Senkung des Grundwassers hat sich eine Neigung zum Auftreten des Typhus gezeigt. 1866 hatte nach Latham die Cholera in denjenigen Teilen Londons am meisten gewütet, wo das Grundwasser durch den Bau eines Hauptentwässerungskanals tiefer gelegt worden war. Also nicht die Höhe des Grundwassers an sich, sondern das Steigen und Fallen ist es, welches den bestimmenden Einfluſs ausübt. Das Gleiche hat auch Fodor für Budapest festgestellt.[125]) Wenn dann noch Verunreinigungen des Bodens hinzutreten, das Sinken des Grundwasserstandes bei höheren Wärmegraden sich einstellt, plötzliche Regen und Stürme die Krankheit erregenden Stoffe dem als Trinkwasser verwendeten Grundwasser zuführen, oder durch die Grundluft in die Wohnungen treiben, so sind die gesundheitlichen Verhältnisse die denkbar schlechtesten geworden.[126]) Deshalb muſs man dahin streben, daſs der Grundwasserstand in einer Stadt soweit als möglich gleich bleibe, daſs jeder Wechsel vermieden werde. Hierzu können zweckmäſsig angelegte Drainagen und Stauanlagen wesentlich beitragen.

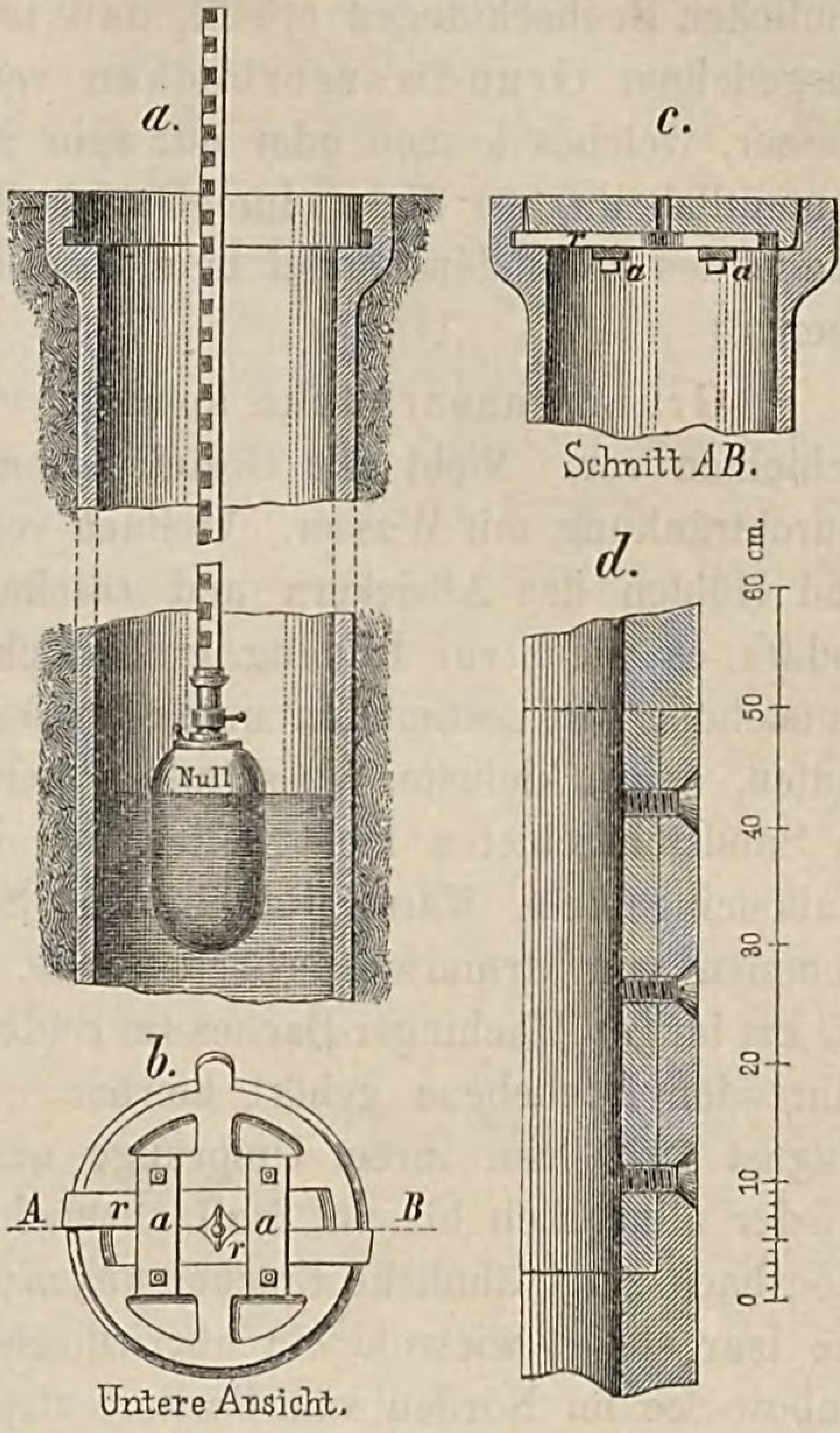
Um solche Anlagen richtig entwerfen und später überwachen zu können, sind regelmäſsige Beobachtungen des Grundwassers erforderlich, die entweder an offenen Brunnen oder besser mittels besonderer Standröhren vorgenommen werden. Solche Beobachtungen fanden zuerst in München statt (1856 bis 1868 an 6 oder 7 Brunnen durch Pettenkofer); 1866 folgte Berlin und 1874 Breslau; auch in Königsberg i. Pr. werden seit dem Ende der 60er Jahre die Wasserstände einzelner Brunnen gemessen.

[125]) Fodor. Hygienische Untersuchungen u. s. w., S. 152.

[126]) Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 40.

In Berlin sind zahlreiche gufseiserne Standröhren in den Maschenpunkten eines über die Stadt gelegten regelmäfsigen Netzes eingetrieben; aufserdem dienen 6 Grundbrunnen zu Beobachtungen. Die lichte Weite der Röhren beträgt 21 cm; die Wandstärke derselben 2 cm. Sie sind in den fast durchweg sandigen Untergrund bis etwa 1 m unter den niedrigsten Wasserstand abgesenkt. Das oberste Röhrenende hat eine horizontal abgedrehte Muffe, welche den oben geriffelten gufseisernen Verschlufsdeckel aufnimmt (Fig. 13), der nach dem Zurückschieben der beiden Riegel *r* mittels eines einzusetzenden Schlüssels abgehoben werden kann. Die Höhe der Muffen-Oberkante ist durch ein Nivellement sorgfältig festgelegt. Die Ablesung wird mittels eines durch einen Schwimmer getragenen Mafsstabes vorgenommen; die Eintauchungstiefe ist durch eingeschütteten Sand so reguliert, dafs der Nullpunkt des Mafsstabes mit dem Wasserspiegel zusammenfällt. In das Innere des Rohres ist auf 1 m Höhe grober gewaschener Kies eingebracht, um das Auftreiben des feinen Sandes zu verhüten; die Beobachtungen werden täglich vorgenommen.[127]) — In Breslau beträgt die Weite der Röhren nur 10,5 cm; der obere Abschlufs ist derselbe, wie in Berlin, die Beobachtung findet an 43 Punkten täglich statt.[128])

Fig. 13.
Grundwasser-Standröhren.



Zur Beobachtung des Grundwassers während einer kürzeren Zeitperiode genügen in den meisten Fällen einfache schmiedeiserne Röhren von 5—10 cm Weite, welche in ähnlicher Weise eingetrieben werden, wie die Saugerohre der sog. abyssinischen Rohrbrunnen. Das untere Ende ist entweder ganz offen oder konisch zugespitzt und mit einer Anzahl von Öffnungen zum Eintritt des Wassers versehen. Damit der Zutritt des Wassers durch die Öffnungen sicher erfolge, ist das Rohr nach dem Eintreiben und auch später von Zeit zu Zeit auszupumpen.

§ 13. Grundwasserbecken. Grundwasserbäche. Quellen. Beschaffenheit und Tiefenlage der durchlassenden, bezw. der undurchlassenden Schicht sind die für das Auftreten des Grundwassers mafsgebenden Faktoren, welche je nach der geognostischen Beschaffenheit des betreffenden Terrains aufserordentlich verschieden sind. Während in gebirgigen Gegenden der Abstand zwischen der Erdoberfläche und dem undurchlässigen Felsboden oft nur einige Decimeter beträgt, dringt in den aufgeschwemmten Boden des Flachlandes das Wasser manchmal in grofse Tiefen ein. So wird ein Teil des Trinkwassers für Wilhelmshaven, also unmittelbar an der Küste, aus Schichten gewonnen, die etwa 200 m unter dem Nordseespiegel liegen. In Purmallen bei Memel, in geringer Entfernung von der Ostsee, wurde in fast 230 m unter der Meeresoberfläche im Dolomit Wasser erbohrt, welches 10 m hoch über Terrain in einer Menge von 350 Liter pro Minute ausströmt, und die zur Erforschung der geologischen Verhältnisse des Samlandes bei Königsberg angestellten Bohrungen sowie die dort angelegten Bergwerke zur Gewinnung von Bernstein wiesen Wasser, namentlich in den Sanden der Tertiärformation,

[127]) Reinigung und Entwässerung Berlins. Berlin 1871, Heft V.

[128]) Breslauer Statistik. I. Serie, 3. Heft: Jacobi. Das Grundwasser von Breslau. Breslau 1876.

in grofser Tiefe nach. Ein im Stadtwäldchen zu Budapest angelegter Brunnen wird aus einer 970 m unter der Erdoberfläche beginnenden Schicht gespeist. Aus diesen und ähnlichen Beobachtungen erhellt, dafs in dem Erdboden aufser Grundwasserströmen auch ausgedehnte Grundwasserbecken vorhanden sind, also Ansammlungen von Grundwasser, welches keinen oder nur sehr geringen Abflufs hat. Solche Becken bilden sich namentlich da, wo die undurchlässigen Schichten muldenförmig gestaltet sind. In Höhlungen des Erdbodens findet man Grundwasserbecken mitunter als kleine unterirdische Seen.[129])

Grundwasserbäche kommen vielfach in Oberflächenfalten der wasserführenden Schichten vor. Nicht alle Gesteinsarten gestatten eine gleichmäfsige Durchsetzung und Durchtränkung mit Wasser. Vielfach veranlassen weit verzweigte Kluft-Systeme, Spalten und Höhlen das Absickern und rasche Abfliefsen des Wassers längs gewisser Linien, sodafs es nicht zur Bildung einheitlicher unterirdischer Wasserschichten, sondern zur Entstehung von bestimmten unregelmäfsig verlaufenden und sich verzweigenden Wasserläufen, deren kleinste Wasseradern genannt werden, kommt. Dies ist unter anderem in Sandsteingebieten nicht selten der Fall, hauptsächlich zeichnen sich aber gewisse Kalksteingebiete, Karst, Rauhe Alp, Schweizer Jura und Sevennen durch das Vorkommen von Grundwasserbächen aus. Auch das Auftreten und Verschwinden des 10 km langen Hachinger-Baches im Süden von München in einer Einsenkung der wasserführenden Hochebene gehört hierher. Die Wassermenge nahm nach der Messung im August 1879 von ihrem Ursprunge abwärts bis auf 400 l pro Sekunde zu, um dann wieder allmählich bis auf Null abzunehmen. Der in der Nähe von München befindliche Moosbach zeigt ähnliche Erscheinungen; seine Wassermenge wächst bis zur Mündung in die Isar stetig, wiewohl ein oberirdischer Zuflufs nicht vorhanden ist. — Die aus dem Lubow-See im Norden von Berlin entspringende Briese vergröfsert ihr Wasserquantum dauernd durch unterirdischen Zuflufs (im Oktober 1868 von 80 auf 220 l i. d. Sekunde nach der Messung von Veitmeyer); ebenso hatte sich der Abflufs des in derselben Gegend belegenen Liepnitz-Sees auf der Strecke von Utzdorf bis zur Hellmühle durch Zuflufs von Grundwasser von 170 l auf 550 l i. d. Sekunde gehoben. Ähnliche Fälle aus der Umgebung von Berlin führt Veitmeyer[130]) noch mehrere an. Ebenso erwähnt Lauterburg[131]), dafs die unterirdischen Strömungen bei der Aare und der Limmat eine grofse Rolle spielen; sie wirken bei ersterer auf Vermehrung, bei letzterer dagegen auf Verminderung der oberirdisch abfliefsenden Wassermenge hin.

Als Beispiel dafür, dafs auch Seen und Teiche ausschliefslich oder doch zum allergröfsten Teile durch Grundwasser gespeist werden können, lassen sich die in der weiteren Umgebung von Berlin liegenden Landseen anführen. Die Mehrzahl derselben ist fast ganz ohne oberirdischen Zuflufs; nichts destoweniger bleibt ihr Wasser frisch und klar und einzelne derselben speisen sogar Bäche, die stark genug sind, Mühlen zu treiben. Der Liepnitz-, Ober- und Hell-See, der Wandlitz-, Rahmer- und Lubow-See, sowie der Fänger-, Bötz- und Kessel-See sind ohne oberirdischen Zuflufs, während aus dem Lubow-See die Briese, aus dem Hell-See die alte Finow und aus dem Fänger- und Bötz-See das Fredersdorfer Fliefs entspringt; auch der Plötzen-See wird nur von Grundwasser gespeist. — Dafs Gleiches mit vielen der in sandiger Gegend liegenden masurischen

129) Man vergleiche den ersten Band dieses Handbuchs (2. Aufl.), Kap. VIII, S. 51.

130) Vorarbeiten zu einer künftigen Wasserversorgung der Stadt Berlin. Berlin 1871. S. 139.

131) Lauterburg. Die schweizerischen See- und Flufsbeobachtungen. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 313.

Seen in Ostpreufsen der Fall ist, mufs als sehr wahrscheinlich bezeichnet werden, da trotz starker Verdunstung ihr Wasserstand von der Höhe des umgebenden Grundwassers abhängig bleibt, und mehrere Seen ständigen Abflufs besitzen, obwohl eine oberirdische Speisung fehlt. Man darf überhaupt annehmen, dafs bei einigermafsen durchlässigem Untergrunde der Zutritt von Grundwasser aus der Umgebung stets erfolge. Wie erheblich dieser sein kann, zeigt eine Messung, welche im Oktober des trockenen Jahres 1868 von Veitmeyer angestellt wurde. Dieser bestimmte die dem Müggel-See oberhalb Berlin unterirdisch zufliefsende Wassermenge (Unterschied zwischen Zu- und Abflufs) auf 980 l i. d. Sekunde, wobei die Verdunstung nur mit 1,8 mm täglich in Rechnung gestellt wurde.

Die unmittelbare Speisung der Mehrzahl der Flüsse und Ströme durch Grundwasser ist ebenfalls durch wiederholte Beobachtung aufser Zweifel gestellt. Bei der Weser beispielsweise ist namentlich im oberen Teile ihres Laufes bei niedrigem Sommerwasserstande der direkte Eintritt von Grundwasser durch die Kiesbänke der Ufer an geeigneten Stellen ganz deutlich zu bemerken. — Bei der Spree konnte im Oktober 1868 die Menge des unterirdischen Zuflusses von Köpenick bis zum Neuen Krug oberhalb Berlin zahlenmäfsig festgestellt werden; dieselbe betrug 900 l i. d. Sekunde, wobei die Verdunstung der Oberfläche des Spreewasserspiegels nicht mit in Ansatz gebracht wurde. — In strengen Wintern, wo eine über das ganze Stromgebiet verbreitete anhaltende Kälte jeden oberirdischen Zuflufs unmöglich macht, sind die Bäche, Flüsse und Ströme ausschliefslich auf unterirdische Versorgung angewiesen, und das von ihnen abgeführte Wasser ist lediglich Grundwasser. Hiermit hängt auch die Wahrnehmung zusammen, dafs das Wasser der Flüsse unter der Eisdecke besonders klar zu sein pflegt, sowie die schon von Blohm[132]) erwähnte Thatsache, dafs der Abdampfrückstand des Winterwassers gröfser ist, als der des viel weniger klaren Wassers bei mittleren und höheren Wasserständen. — Auch das während der niedrigen Sommerwasserstände abgeführte Wasser ist wegen der dann sehr spärlichen oberirdischen Zuflüsse vorzugsweise Grundwasser.

Aus Vorstehendem erhellt, dafs Bäche und Flüsse häufig nichts anderes, als die sichtbaren Abflüsse des durch Hinzutreten von Tagewasser vermehrten Grundwassers sind, während in den natürlichen Teichen und Seen die Grundwasserbecken nicht selten zu Tage treten. Die Vermittelung des Überganges des Grundwassers in das sichtbare Wasser wird nun durch die Quellen bewerkstelligt. Quellwasser ist zu Tage tretendes Grundwasser und bis zu dem Augenblicke, in welchem das Wasser den Erdboden verläfst, war alles Quellwasser Grundwasser.[133]) In der Regel verbindet man mit dem Wort Quelle noch den Begriff deutlich sichtbaren Fliefsens oder Sprudelns. Ob die Quelle auf natürlichem oder auf künstlichem Wege entstand, ist vergleichsweise Nebensache.

Der innige Zusammenhang zwischen den Quellen und dem Grundwasser erklärt manche wichtigen Eigenschaften der ersteren, namentlich ist klar, dafs die Ergiebigkeit der meisten Quellen erheblichen Schwankungen unterliegen mufs, weil die Grundwasserstände solchen Schwankungen ausgesetzt sind, vergl. § 12. Viele Quellen liefern gerade dann sehr wenig Wasser, wenn während der Sommerzeit der Bedarf an Wasser am gröfsesten ist, und selbst durch ausgedehnte Wassermessungen kann man nur ausnahmsweise Gewifsheit über die Nachhaltigkeit des Ausflusses einer Quelle erlangen. Ferner erklärt das in obigem besprochene verschiedenartige Auftreten des Grundwassers in

[132]) Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 241.

[133]) Ein lehrreiches Beispiel bringt Smreker. In „Die Erscheinungsformen des Grundwassers". Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1883, S. 681.

Adern, Bächen oder Strömen die Haupteigenschaften der verschiedenen Arten der unter natürlichem Gefälle fliefsenden Quellen. Von diesen zu unterscheiden und eigenartig sind diejenigen, in denen Tiefengrundwasser aufwärtssteigend zu Tage tritt.

Das Aufsuchen unterirdischer Wasseradern war vor nicht allzulanger Zeit das Geschäft besonderer „Quellenfinder", welche auf Grund ihrer Erfahrungen aus äufseren Anzeichen, namentlich der Vegetation, geeignete Stellen in geheimnisvoller Weise angaben. Heute sind der erfahrene Wasserwerksingenieur und der Geologe die besten Quellenfinder. Mitunter werden Wasseradern aber auch unabsichtlich erschlossen, so namentlich bei Herstellung von Einschnitten für Verkehrswege, deren Böschungen sie nicht selten erheblich benachteiligen. Näheres im ersten Bande dieses Handbuches (2. Aufl.), Kap. VIII, S. 35.

Stärkere und mitunter sehr starke Quellen verdanken Grundwasserbächen ihre Entstehung. Interessante Beispiele solcher Quellen sind unter anderm die Quellen der Pader und der Lippe in Paderborn und Umgegend, über welche Hagens Wasserbaukunst (Erster Teil, § 7) Näheres enthält; auch am Fufse der rauhen Alp entspringen aus stark zerklüftetem Untergrunde mächtige derartige Quellen. Wenn die Grundbäche, wie es oft der Fall ist, von Wasseradern begleitet sind, so läfst sich durch Vereinigung dieser mit der Hauptquelle die Ergiebigkeit der letzteren steigern. — Grundbachquellen, welche für Wasserversorgungszwecke nutzbar gemacht werden und erheblich höher, als die Verwendungsstelle liegen, werden mitunter Hochquellen genannt.

Von den unzähligen, oft unbemerkten Quellchen, durch deren Vermittelung der Inhalt der Grundwasserströme in offene Wasserläufe und Seen gelangt, ist oben wiederholt die Rede gewesen, hier mag noch auf die Isar (vergl. F. 10, T. I) hingewiesen werden, welcher die von den blofsgelegten Flinzbänken abfliefsenden Quellen an zahlreichen Stellen z. B. bei Grofshefselohe sichtbarlich zuströmen. Auf künstlichem Wege werden Grundstromquellen durch den Betrieb von Brunnenanlagen erzeugt. Hiervon wird bei Besprechung der Wasserversorgungen und der Meliorationen ausführlicher die Rede sein.

Auch die Grundwasserbecken spielen bei der Bildung natürlicher Quellen mitunter eine Rolle, so unter anderm bei den vereinzelt vorkommenden intermittierenden Quellen, deren Verhalten durch das Vorhandensein unterirdischer Seen erklärt wird, welche sich durch heberartige Ausflüsse teilweise entleeren. Als die gröfste Quelle verwandter Art ist der Geysir (Geiser) auf Island bekannt.

Merkwürdige Erscheinungen zeigen sich ferner bei jenen Quellen, in denen Tiefengrundwasser, sei es in Felsspalten, sei es in Bohrlöchern aufsteigend, austritt. Auf diesem Wege gelangt unter Umständen Süfswasser unabhängig von den Flüssen ins Meer. Süfswasserquellen auf dem Meeresgrunde und von bedeutender Stärke finden sich im Golf von Spezzia, im persischen Meerbusen, in den Häfen von Tarent und Cattaro. Die stärkste Süfswasserquelle im Meere ist vielleicht diejenige, welche etwa 18 Meilen südlich von St. Augustine und 3 Meilen vom Ufer entfernt aus dem Wasser des Atlantischen Ozeans und über dieses hinaus hervorsprudelt.

Natürliches Aufsteigen von Tiefengrundwasser und die Bildung sprudelnder Quellen kommt namentlich in vulkanischen Gegenden vor und die Tiefe, aus welcher das Wasser stammt, ist nicht selten so bedeutend, dafs dasselbe eine hohe Temperatur hat: es entstehen warme und heifse Quellen, welche in der Regel zugleich Mineralquellen und Heilquellen (vergl. § 14) sind. Eine eingehende Besprechung dieser Art von Quellen ge-

hört nicht hierher, indessen mag beispielsweise auf eine lesenswerte Mitteilung über die heifsen Quellen Wiesbadens hingewiesen werden.[134])

Im Gegensatz zu der Quellbildung steht das nicht selten beobachtete Versiegen natürlicher Wasserläufe, also die Vereinigung ihres Wassers mit dem Grundwasser. Diese Erscheinung findet mitunter in auffälliger Weise statt, häufiger aber und namentlich in sandigem Boden so, dafs der Wasserlauf allmählich schwächer wird, bis er schliefslich ganz verschwindet.

§ 14. Beschaffenheit des Grundwassers. Das versickernde Wasser durchfliefst stets einen Teil der oberen Erdschichten und gelangt so mit den Stoffen, welche es daselbst findet, in innigste Berührung. Wenn nun auch im Laufe der Jahrtausende aus vielen jener Schichten, durch die und in denen sich das Grundwasser bewegt, allmählich die leicht löslichen Bestandteile ausgelaugt sind, so ist es doch unvermeidlich, dafs bei der langen Zeit, welche die Bewegung des Wassers nach seinem Vorfluter erfordert, auch schwerer auflösliche Stoffe mit aufgenommen werden. Rein in chemischem Sinne ist das Grundwasser deshalb nie, auch schon darum nicht, weil bereits der Regen nicht rein war, dem es seine Entstehung verdankt. Der Gehalt an Sauerstoff und Kohlensäure befördert vorzugsweise die chemische Einwirkung, welche das Meteorwasser auf die Bestandteile der Erdschichten ausübt. Diese Einwirkung ist um so stärker, je länger und unter je gröfserem Drucke das versickernde Wasser mit den betreffenden Bodenschichten und Gesteinsarten in Verbindung gewesen war. Das aus gröfserer Tiefe stammende Grundwasser ist deshalb meistens reicher an mineralischen Stoffen, aber ärmer an Sauerstoff, als das der oberen Schichten; in Crefeld z. B. macht sich dieser Unterschied schon bei den unmittelbar übereinander liegenden wasserführenden Kieslagen bemerkbar, indem die untere viel härteres Wasser liefert, als die obere; auch bei artesischen Brunnen sind ähnliche Erscheinungen beobachtet.

Die der auflösenden und aufnehmenden Kraft des luft- und kohlensäurehaltigen Wassers besonders zugänglichen und gleichzeitig am meisten vorkommenden Stoffe der Erdrinde sind Ablagerungen von kalk- oder mergelhaltigen Gesteinen, die sich in den verschiedensten Formen fast überall vorfinden. Fast alles in der Natur vorkommende Wasser enthält deshalb Kalkverbindungen, und die Menge derselben ist mafsgebend für die Härte des Wassers. Das Grundwasser ist fast immer härter, als das Flufswasser derselben Gegend, weil dieses auch oberirdisch abgelaufenes Wasser enthält, und aufserdem durch die innige Berührung mit der atmosphärischen Luft einen Teil des ursprünglichen Kalkgehaltes wieder verliert. Ferner ist in zahlreichen Grundwassern, namentlich in denjenigen der norddeutschen Tiefebene, weil eisenhaltige Mineralien in der Form von Oxyd, Oxydhydrat und Sulfid im Boden häufig vorkommen, die eine oder andere Eisenverbindung oft nachzuweisen; ebenso fehlt selten Chlornatrium (Kochsalz). Welche Mengen an mineralischen Bestandteilen das versickerte Wasser unter Umständen aufzunehmen vermag, davon sind unsere Mineralquellen ein deutliches Beispiel.

Ist die Bodenschicht, welche das Regenwasser zunächst aufnimmt, rein und bewegt sich das versickerte Wasser, wie es in einzelnen Strecken verschiedener Flufsgebiete vorkommt, in reinen vorzugsweise aus unlöslichem Gestein (Quarz und dergl.) bestehenden Kies- und Sandschichten, so bewahrt es einen hohen Grad von Reinheit und läfst sich ohne weiteres zu Genufszwecken verwenden. Auch beim Durchwandern der Klüfte und Spalten der Granitformation trifft das Wasser nur wenige lösliche Stoffe

[134]) Winter. Die Thermalquellen Wiesbadens. Zeitschr. f. Baukunde 1880, Ergänzungsheft, S. 93.

an, sodafs z. B. nach Reichardt[135]) das Wasser in der Granitformation Thüringens nur 24,4 mg Rückstand auf 1 Liter enthält. Ähnlich verhalten sich Basalt-, Thonschiefer- und Buntsandsteinbildungen, während Kalk- und Dolomitgesteine stärkerer Auflösung unterliegen (Reichardt giebt z. B. den Rückstand für Wasser aus verschiedenen Dolomitarten zu 418,0 und denjenigen für das Wasser der Gipsquelle bei Rudolstadt zu 2365,0 mg im Liter an).

Eine besonders starke Anhäufung organischer Stoffe findet sich in dem Untergrunde der meisten Städte, namentlich in den älteren Stadtteilen derselben, wo die hier oft schon Jahrhunderte lang andauernde Verunreinigung des Bodens mit fäulnisfähigen Stoffen aller Art, namentlich mit dem durchsickernden Inhalt der undichten Senkgruben, ihn mit einer Fülle von Gegenständen geschwängert hat, die zur Durchseuchung des Grundwassers vorzugsweise beitragen. Die in den obersten Bodenschichten abgesenkten Brunnen enthalten deshalb in der Regel Wasser von sehr schlechter Beschaffenheit, dessen Genufs mit nachteiligen Folgen für die menschliche Gesundheit verknüpft ist. Tiefere Brunnen pflegen zwar besseres Wasser zu liefern, namentlich wenn durch wasserdichte Herstellung des Brunnenmantels der Zutritt von Wasser aus den obersten Schichten abgeschnitten wird, und nicht selten ist sogar Gelegenheit vorhanden, durch Brunnen von ausreichender Tiefe Grundwasser von guter Beschaffenheit aufzuschliefsen, dessen Ursprung vollständig aufserhalb des Stadtgebietes liegt und bei dem deshalb eine Verunreinigung durch Stadtlauge, sowie durch Sickerwasser von den Friedhöfen oder durch Dung- und Gemüll-Abladeplätze ausgeschlossen ist. So überdeckt in London eine starke völlig undurchlässige Thonschicht den wasserführenden Kalk; in gleicher Weise wird in Birmingham, Manchester und Liverpool der wasserführende Buntsandstein abgeschlossen, und in Berlin scheint ebenfalls das an verschiedenen Stellen erschlossene Tiefengrundwasser mit dem Wasser der oberen Schichten nicht in unmittelbarem Zusammenhang zu stehen. In einem Teile von Königsberg liegt die eigentlich wasserführende Schicht in gröfserer Tiefe unter einer starken undurchlässigen Decke von Schluffmergel, und ähnliche Verhältnisse dürften sich an vielen anderen Orten nachweisen lassen. Nichts destoweniger sind in den genannten Städten Tiefbrunnen auf Privatgrundstücken sehr selten, weil ihre Anlagekosten sich zu hoch stellen, und bei tiefer Lage des Wasserspiegels auch manchmal die Benutzung erschwert wird.

Wenn die oberen Bodenschichten verunreinigt sind, so nimmt das durchsickernde Wasser einen Teil der vorhandenen löslichen Bestandteile mit sich herab in den Untergrund. Doch wird ihm, wenn die Verunreinigung nicht gar zu stark war, der gröfste Teil dieser Bestandteile wieder durch die reinigende Wirkung der unterhalb der Ackerkrume liegenden Bodenschicht entzogen, und eine fernere Reinigung findet statt, wenn das Grundwasser längere Zeit eine reine durchlassende Schicht durchwandern mufs. Nur wenn die Sohle des Grundwasserbettes ganz oder auch nur teilweise so nahe unter der Erdoberfläche liegt, dafs das abfliefsende Wasser fortwährend mit den oberen, mit organischen Stoffen durchsetzten Bodenschichten in Berührung bleibt, kann eine Verunreinigung desselben nicht ausbleiben. Weil aber nicht immer nachzuweisen ist, ob nicht ein Teil des zu benutzenden Grundwassers einen derartigen Ursprung hat, so kann, sofern solches Wasser dauernd zum Genusse dienen soll, eine chemische Untersuchung desselben nicht entbehrt werden. Erwägt man, dafs in engen Höfen unkanalisierter Städte oft Senkgruben dicht neben den Trinkbrunnen stehen und sogar bei genauer

135) Reichardt. Grundlagen zur Beurteilung des Trinkwassers. 4. Aufl. Halle a. S. 1880.

Nachforschung in vielen Fällen eine unmittelbare Verbindung beider nachgewiesen werden kann, so erklärt sich die oft auffallend starke Verunreinigung des aus solchen Brunnen geschöpften Wassers, sowie die rasche Verbreitung von ansteckenden Krankheiten in den betreffenden Stadtvierteln.[136])

Bei Besprechung der Wasserversorgungen wird auf die hier in Kürze vorgeführten Erscheinungen, auch auf die Temperatur des Grundwassers und anderes näher eingegangen werden.

[136]) Übrigens wird der Einflufs der Beschaffenheit des Grundwassers auf die Verbreitung von Epidemien auch bestritten. Vergl. u. a. Fodor. Hygienische Untersuchungen über Luft, Boden und Wasser. Braunschweig 1882, S. 341; Wolffhügel. Wasserversorgung (Handbuch der Hygiene und der Gewerbekrankheiten. 2. Teil, 1. Abteilung, 2. Hälfte). Leipzig 1882.

Litteratur.

A. Regenmenge, Verdunstung und Versickerung.

Dove. Klimatologische Beiträge. Berlin 1857.

Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst, 3. Aufl., Teil I.

Schmid. Lehrbuch der Meteorologie. Leipzig 1860.

G. Wilhelm. Der Boden und das Wasser. Wien 1861.

Die Regenverhältnisse Deutschlands. Im Auftrage der naturforschenden Gesellschaft zu Görlitz bearbeitet von Georg v. Möllendorff. Görlitz 1862.

Angus Smith. Air and rain. London 1872.

Ebermayer. Die physikalischen Einwirkungen des Waldes auf Luft und Boden und seine klimatologische und hygienische Bedeutung. Berlin 1873.

Malezieux. Der meteorologische Dienst in den Vereinigten Staaten. Ann. des ponts et chaussées 1873, August.

Poincarné. Verteilung und Abflufs der Niederschläge im Maafsgebiete. Ann. des ponts et chaussées 1873, S. 227.

Lorenz und Rothe. Lehrbuch der Klimatologie. Wien 1874.

J. Müller. Lehrbuch der kosmischen Physik, 4. Aufl. Braunschweig 1875.

Rofsmäfsler. Das Wasser, 3. Aufl. Leipzig 1875.

van Bebber. Regentafeln für Deutschland. Kaiserslautern 1876.

Ebermayer. Die gesamte Lehre von der Waldstreu u. s. w. Berlin 1876.

van Bebber. Die Regenverhältnisse Deutschlands. München 1877.

M. Fautrat. Observations météorologiques faites de 1874—78. Paris 1878.

A. Matthieu. Météorologique comparée agricole et forestière. Paris 1878.

Frauenholz. Das Wasser mit Bezug auf wirtschaftliche Aufgaben der Gegenwart. München 1881.

Einzelne Abschnitte aus „Gehlers's physikalisches Wörterbuch", 2. Aufl.

Die jährlich erscheinenden statistischen Mitteilungen über Regenmengen, Lufttemperatur u. s. w. auf den Beobachtungsstationen des preufsischen Staates.

Mohn. Grundzüge der Meteorologie.

Belgrand. Regenverhältnisse des Seinebassins. Civiling. XII, S. 237—246.

Symons. British rainfalls.

H. Hellriegel. Grundlagen des Ackerbaues. Braunschweig 1883.

Woeikoff. Der Einflufs der Schneedecke auf Boden, Klima und Wetter. 1889.

F. Ratzel. Die Schneedecke besonders in deutschen Gebirgen. Leipzig 1889.

Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse, herausgegeben von dem Centralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Grofsherzogtum Baden. Berlin 1889. Erster Teil, Abschnitte V (Die Bewaldung des Stromgebiets) und VI (Die klimatischen Verhältnisse).

A. Kirchhoff. Anleitung zur deutschen Landes- und Volksforschung. Stuttgart 1889.

Beobachtungsergebnisse der von den forstlichen Versuchsanstalten des Königreichs Preufsen, des Herzogtums Braunschweig, der thüringischen Staaten, der Reichslande und dem Landes-Direktorium der Provinz Hannover eingerichteten forstlich-meteorologischen Stationen. Herausgegeben von Dr. A. Müttrich. Berlin.
E. Brückner. Klimaschwankungen seit 1870 nebst Bemerkungen über die Klimaschwankungen der Diluvialzeit. Wien und Olmütz 1890. (Pencks Geographische Abhandlungen, Band IV.)
van Bebber. Lehrbuch der Meteorologie. Stuttgart 1890.
Königl. preufs. Meteorologisches Institut. Anleitung zur Aufzeichnung und Messung der Niederschläge. Berlin 1891.

B. Grundwasser und Quellen.

Wiebe. Über die Reinigung und Entwässerung der Stadt Berlin. Berlin 1860.
Pettenkofer. Das Kanal- und Sielsystem in München. München 1869.
Woldrich. Über die Beziehungen der atmosphärischen Niederschläge zum Flufs- und Grundwasserstand. Mitt. d. techn. Klubs zu Salzburg. 1869. I. Heft.
Reinigung und Entwässerung Berlins. Heft 1—12. Berlin 1870 u. 1874.
Veitmeyer. Vorarbeiten zu einer künftigen Wasserversorgung der Stadt Berlin. Berlin 1871 nebst Fortsetzung.
Escher v. d. Linth und Bürkli. Die Wasserverhältnisse der Stadt Zürich und ihrer Umgebung. Zürich 1871.
Virchow. Generalbericht über Reinigung und Entwässerung der Stadt Berlin. Berlin 1873.
Gruner und Thiem. Vorprojekt zu einer Wasserversorgung von Strafsburg. Strafsburg 1875.
Thiem. Die Wasserversorgung der Stadt München, Vorprojekt. München 1876.
A. Makowsky. Der Boden von Brünn. Verhandlungen des naturforschenden Vereins in Brünn 1876.
Gümbel. Die Bewegung des Grundwassers unter dem Boden der Stadt München. 1877. Berichte über die Verhandlungen und Arbeiten der vom Magistrat in München niedergesetzten Kommission für Wasserversorgung, Kanalisation und Abfuhr. II. Bericht.
F. Karrer. Geologie der Franz-Josephs-Quellenleitung. Abhandlungen der k. k. geologischen Reichsanstalt 1877.
Über die Bewegung des tiefen Grundwassers in den Kalkformationen Englands. Engineer 1877, Nov., S. 320.
Smreker. Entwickelung eines Gesetzes für den Widerstand bei der Bewegung des Grundwassers. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1878, S. 117.
Anstead. Water and water supply. London 1878.
Nowak. Vom Ursprunge der Quellen. Prag 1879.
Thiem. Die Wasserversorgung der Stadt Leipzig. Leipzig 1879.
J. Fischer. Die chemische Technologie des Wassers. Hannover 1880.
Smreker. Die Depressionsflächen bei Schachtbrunnen. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1880, Heft 5—8.
Vierter Bericht über die Verhandlungen und Arbeiten der Münchener Kommission für Wasserversorgung, Kanalisation und Abfuhr. München 1880.
Belohoubek. Über den Einflufs der geologischen Verhältnisse auf die chemische Beschaffenheit des Quellwassers. Prag 1880.
Salbach. Das Wasserwerk der Stadt Crefeld. Berlin 1881. (Abdruck aus den Annalen für Gewerbe und Bauwesen. 1881.)
Thiem. Bericht an den Hohen Rat der Stadt Leipzig über die hydrologischen Untersuchungen der Umgebung von Naunhof. 1881.
Fodor. Hygienische Untersuchungen über Luft, Boden und Wasser. Braunschweig 1882.
Smreker. Die moderne Wasserversorgung. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1882, Heft 2.
Wolffhügel. Wasserversorgung (Handbuch der Hygiene und der Gewerbekrankheiten. 2. Teil, 1. Abteilung, 2. Hälfte). Leipzig 1882.
Vierteljahrsschrift für öffentliche Gesundheitspflege. Redigiert von Varrentrapp und Spiefs.
Gruber. Das Münchener Becken. Forschungen zur deutschen Landes- und Völkerkunde 1884.
Topographie der Stadt Strafsburg nach ärztlich hygienischen Gesichtspunkten bearbeitet. Festschrift 1885.
Soyka. Schwankungen des Grundwassers mit besonderer Berücksichtigung der mitteleuropäischen Verhältnisse. Wien 1888. (Pencks Geographische Abhandlungen, 1888.)

II. Kapitel.

Binnengewässer.

Bearbeitet von

J. Schlichting,

Professor für Wasserbau an der technischen Hochschule in Berlin.

(Hierzu Tafel II bis VII und 65 Textfiguren.)

Für die erste Auflage wurde dieses Kapitel von Professor Dr. Ed. Schmitt in Darmstadt bearbeitet.

§ 1. **Einleitung.** Binnengewässer, im Gegensatz zum Meere, sind alle auf der Oberfläche des Festlandes vorhandenen stehenden und fliefsenden Gewässer. Bei ersteren bilden die vom Wasser benetzten Bodenflächen das Becken, bei letzteren das Bett. Insofern Becken und Bett auf natürlichem Wege entstanden oder künstlich hergestellt sind, lassen sich die Gewässer auch in natürliche und künstliche einteilen. Zu den natürlichen stehenden Gewässern gehören die Sümpfe und Moore, die natürlichen Teiche, die Land- oder Binnenseen, zu den künstlich hergestellten stehenden Gewässern aber die künstlichen Sammelteiche (Reservoire).

Sowohl die natürlichen, als auch die in künstlich hergestellten Betten fliefsenden Gewässer nennt man ganz allgemein Wasserläufe. Die natürlichen zerfallen ihrer Gröfse und Bedeutung nach in natürliche Rinnen, Gräben, Bäche, Flüsse und Ströme. Alle diese Wasserläufe werden durch die atmosphärischen Niederschläge des Binnenlandes gespeist, vergl. Kap. I. Die künstlich hergestellten und mit natürlichem Gefälle fliefsenden Gewässer treten als Rinnen, Gräben und Kanäle, teils auch als offene oder als überdeckte Leitungen auf. Ihre Anlage erfolgt für die Zwecke der Industrie, der Schiffahrt, der Landesmelioration und der Wasserversorgung.

Aufgabe der nachfolgenden Abhandlung ist es, die Eigenschaften der Binnengewässer, die zur Erkenntnis derselben führenden Mittel und die Hauptursache der Eigenschaften — die Bewegung des Wassers — mit Ausschlufs der in der dritten Abteilung dieses Handbuchs behandelten Wellenbewegung, welche bezüglich der stehenden Binnengewässer im wesentlichen mit derjenigen des Meeres übereinstimmt, zu erörtern. Demgemäfs ist der Stoff in drei Abschnitte gegliedert, und zwar:

Erster	Abschnitt.	Eigenschaften der Binnengewässer.
Zweiter	„	Geodätische und hydrometrische Ermittelungen.
Dritter	„	Bewegung des Wassers in Wasserläufen.

Erster Abschnitt.

Eigenschaften der Binnengewässer.

I. Stehende Gewässer.

A. Natürliche stehende Gewässer.

§ 2. Sümpfe und Moore. Seichte Gewässer mit mangelnder Vorflut[1]) und stillstehendem, von Pflanzen und schlammigem Boden durchsetzten Wasser nennt man Sümpfe. Aus ihnen entstehen die Moore, welche im wesentlichen aus unvollkommen zersetzten, eine mehr oder weniger feste Masse bildenden Pflanzenresten, bei Hochmooren namentlich aus Moosen und Heidekräutern bestehen.

a. Sümpfe. Sie bilden sich wenn auch langsam, doch stetig auf Ländereien, denen die natürliche Vorflut fehlt. Während das Grundwasser sich im allgemeinen in einer dem Pflanzenwuchs nicht nachteiligen Tiefe unter der Bodenoberfläche befindet und dort mit meſsbarem Gefälle abflieſst (vergl. Kap. I, § 11), liegt in versumpften Geländen der Grundwasserspiegel horizontal und selbst bei niedrigem Stande nahe unter der Oberfläche, sodaſs diese, sobald das Grundwasser durch unmittelbare oder mittelbare Einwirkung der atmosphärischen Niederschläge und Gewässer ansteigt, mehr oder weniger mit stillstehendem Wasser bedeckt und in Sumpf verwandelt wird. Jener Mangel an Vorflut kann nun zwar eine Folge künstlicher Anlagen, wie der Stauwerke, sein, wird indessen meist durch natürliche Verhältnisse hervorgerufen. So entstehen vorzugsweise an den Mündungen der Ströme ins Meer und in Fluſsniederungen Sümpfe, sie werden aber auch durch Binnenseen und selbst im Hochlande durch undurchlässigen Untergrund erzeugt.[2])

An Strommündungen ist die Sumpfbildung eine Folge der dort zur Ablagerung gelangenden, dem Binnenlande und der Meeresküste entstammenden Sinkstoffe. Indem diese dort in groſser Menge niederschlagen und mit der Zeit zu hohen Sinkstoffbänken anwachsen, behindern sie den Abfluſs des bei höheren Wasserständen oder zur nassen Jahreszeit auf die Niederungen gelangten Wassers und veranlassen dieses sonach daselbst zu verbleiben. Es entstehen nunmehr in solchen Niederungen Wasserpflanzen, die bei dem meist reichen Schlickgehalt des Bodens üppig gedeihen und den Beginn der Versumpfung anzeigen.

Ähnliche Bedingungen finden sich in Fluſsniederungen vor[3]), indem sowohl das Schlängeln der Fluſsläufe, wie beispielsweise am Oberrhein vor seiner Regulierung, als auch die häufige Erhöhung des Fluſsbettes und der Uferränder den angrenzenden Ländereien die natürliche Vorflut entziehen und das Verbleiben des zeitweise aus dem Fluſs über die Ufer getretenen oder auch unmittelbar durch atmosphärische Niederschläge zugeführten Wassers veranlassen. Noch ungünstiger liegen die Verhältnisse in Niederungen, welche durch Hochwasserdeiche vom Wasserlauf abgeschlossen sind, der Zuführung von Sinkstoffen also ganz entbehren und dauernd in ihrer ursprünglichen Höhenlage verbleiben, während die der Überschwemmung und Ablagerung von Sinkstoffen des Wasserlaufs

[1]) Vorflut ist die Eigenschaft eines Wasserlaufs, die in denselben gelangende Wassermenge überall unbehindert abzuführen, ganz allgemein also die Fähigkeit der Wasserabführung.

[2]) Vergl. Vincent. Entstehung der Moore und Brüche. Annalen der Landwirtschaft in Preuſsen 1868.

[3]) Vergl Christiani. Das Oderbruch, 1855. — Wehrmann. Die Eindeichung des Oderbruchs, 1861. — Dannemann. Die Melioration des Warthebruchs, 1866. — Potocnik. Der Laibacher Morast.

fortwährend ausgesetzten Vorländer mit dem Flufsbett stetig anwachsen und die Vorflut des Binnenlandes immer mehr verkümmern, sodafs letzteres im Laufe der Zeit der Versumpfung anheimfällt.

An den Ufern der Binnenseen ist die immermehr zunehmende, aus der Zuführung von Sinkstoffen der Wasserläufe entstehende Verlandung die Veranlassung zur Sumpfbildung. Vorzugsweise sind die Buchten der Binnenseen der Verlandung ausgesetzt, indem sich dort infolge der geringen Wasserbewegungen die feineren, im Wasser schwebenden Sinkstoffe am schnellsten niederschlagen, es bilden sich indessen auch an den Mündungen der Wasserläufe in die Binnenseen oft erhebliche Verlandungen. Letztere entstehen aus den Ablagerungen der gröberen, von den Zuflüssen zugeführten Sinkstoffe. Die Folge dieser Verlandungen ist nicht nur die Verflachung der Binnenseen, sondern auch die Verlängerung des Betts der Zuflüsse und die Verminderung des relativen Gefälles derselben. Da sich die Verlandungen stetig erhöhen, so wirken sie wie Stauwerke, erzeugen also oberhalb derselben stehende Gewässer von oft grofser Ausdehnung. Auch an der Ausmündung der Seen, dort wo ihr Abflufs nach Wasserläufen erfolgt, zeigen sich Verlandungen, welche eine allmähliche Hebung des Seewasserspiegels, also ebenfalls Versumpfung niedrig belegener Uferländereien bedingen, vergl. § 4.

Was endlich die Sumpfbildung im Hochlande betrifft, so ist es in der Regel undurchlässiger Untergrund, welcher den Abflufs des dort sich ansammelnden Wassers verhindert und sonach Versumpfung herbeiführt.

Ganz allgemein beginnt die eigentliche Versumpfung der mit stehendem Wasser bedeckten Flächen mit dem Auftreten der Wasserpflanzen, indem diese nach Ablauf der jedesmaligen Periode des Wachstums der Pflanzen durch den Einflufs der Luft, Wärme und Feuchtigkeit nur zu teilweiser Verwesung gelangen, auf den Boden niedersinken, sonach dort, von der Luft abgeschlossen, vor völliger Zersetzung bewahrt bleiben und in dem Zustande der Vermoderung eine schlammige Masse bilden, welche zunächst als dünne Schicht den Boden bedeckt, mit jedem Jahre jedoch an Mächtigkeit zunimmt. Hieraus entwickeln sich dann im weiteren Verlauf die Moore.

Sümpfe sind sowohl in volkswirtschaftlicher als auch in gesundheitlicher Beziehung von grofsem Nachteil, indem sie der Kultur grofse Flächen entziehen und durch ihre Ausdünstungen Fieberkrankheiten, bisweilen sogar Seuchen erzeugen.

Zu den ausgedehntesten Sümpfen Europas zählen die in Mittel-Italien, südöstlich von Rom, zwischen dem Tiber und dem Garigliano längs der Küste des Tyrrhenischen, bezw. Mittelländischen Meeres belegenen Pontinischen Sümpfe, welche ihren Namen von Pometia, der alten Hauptstadt der Volsker, erhalten haben und dieserhalb früher auch die Pomtinischen genannt wurden. Schon die ältesten Schriftsteller berichten über diese Sümpfe und es ergiebt sich aus den uns überlieferten Mitteilungen die bemerkenswerte Thatsache, dafs das Sumpfgelände der Vorzeit dort lange nicht die Ausdehnung gehabt hat, wie gegenwärtig, denn Strabo nennt das Pontinische Gebiet ein fruchtbares Land, einige geringe Stellen an der Küste ausgenommen, welche sumpfig und ungesund sind, jedoch nicht im Zusammenhange stehen, Plinius aber meldet, dafs 23 zum teil sehr bedeutende und volksreiche Städte, wie Pometia, Antium u. s. w., in den Pontinischen Sümpfen vorhanden gewesen seien. Gegenwärtig nehmen die Sümpfe bei einer Längenausdehnung von etwa 42 km eine aus zahlreichen einzelnen Becken sich zusammensetzende Fläche von 30 329 ha ein. Nach Livius soll die Trockenlegung zuerst im Jahre 160 v. Chr. mit Erfolg unternommen und schon damals aus den sumpfigen Flächen Ackerland gemacht worden sein. Demnächst beschäftigte sich Julius Cäsar mit demselben Werke und nach ihm besonders Trajan. Die dann folgenden römischen Kaiser liefsen die ausgeführten Anlagen in Verfall geraten und es erfolgte eine Wiederaufnahme der Arbeiten erst unter dem Gotenkönige Theodorich. Jahrhunderte lang geschah dann nur wenig, bis Papst Sixtus V. im Jahre 1589 den nach ihm benannten Entwässerungskanal Fiume Sixto anlegte. Erneute und wirksame Anstrengungen unternahm erst 1777 Papst Pius VI. auf Grund eines von Gaetano Rappini aus Bologna aufgestellten Entwässerungsprojekts, welches vorzugsweise auf der Anlage eines die

Sümpfe in ihrer Längenrichtung durchziehenden, in den Golf von Terracina mündenden Entwässerungskanals, der sog. Linea Pia und der Wiederherstellung und Vervollständigung der schon 312 v. Chr. durch Appius Claudius begonnenen und durch Trajan fortgesetzten, seitdem aber mehr oder weniger verfallenen, auf dem linken Ufer des Kanals belegenen Via Appia beruht. Über die Ausführungen und die dadurch erzielten Erfolge, sowie auch über die älteren Arbeiten sind in dem 1822 erschienenen de Prony'schen Werke „*Marais Pontins*“ eingehende Mitteilungen enthalten, gleichzeitig auch die Grundsätze für die fernere Behandlung der völligen Entwässerung der versumpften Ländereien entwickelt. An dieser Stelle wird es genügen, nur der Entstehung der Pontinischen Sümpfe zu gedenken. Im allgemeinen sind dieselben, wie auch andere Maremmen-Versumpfungen der unteren Flufsgebiete und Küstenländereien — eine Folge der Ablagerung von Sinkstoffen in den Mündungen der Wasserläufe. Im besonderen hat die Versumpfung des Pontinischen Gebiets damit begonnen, dafs sich längs der Küste des Tyrrhenischen Meeres aus den Sinkstoffablagerungen in den Mündungen der Wasserläufe des benachbarten Albanischen Gebirges unter dem Einflufs von Wellenschlag und Wind nach und nach eine dünenartige Erhöhung bildete, welche den Abflufs der atmosphärischen Niederschläge und der Höhengewässer behinderte. Durch Bohrungen ist festgestellt worden, dafs der Untergrund der Sümpfe aus Seeland besteht, dafs sonach in alter Zeit das Meer den Fufs des Albanischen Gebirges bespült hat. Über dem Seelande lagern die vom Gebirge ins Meer geführten gröfseren und kleineren Sinkstoffe, welche im Laufe der Zeit immer weiter ins Meer gelangten, schliefslich an der Küste über Wasser hervortraten und nunmehr zu Riff-, Strand- und Dünenbildung längs der Küste Veranlassung gaben. Mit dem Vorhandensein der Dünen wurde die regelmäfsige Entwässerung der Ländereien zwischen den Dünen und dem Gebirge, also des jetzigen Sumpfgebiets behindert, weil sich auf demselben bei erheblicher Breite in den ins Meer einmündenden Gebirgsflüssen meist nur ein sehr geringes Gefälle entwickeln konnte. Wesentlich befördert wurde indessen die Versumpfung durch eine über dem Gebirgsgerölle entstehende, undurchlässige Schicht, welche sich zum teil aus vulkanischen Produkten, zum teil auch aus Niederschlägen kalk- und schwefelhaltiger Quellen gebildet haben soll. Nunmehr war auch die unterirdische Verbindung mit dem Meere behindert und in dem Mafse, als diese undurchlässige Schicht an Mächtigkeit zunahm, verringerte sich der Abflufs der auf das Gebiet entfallenden atmosphärischen Niederschläge und der dorthin entwässernden Gebirgswasserläufe. So entstanden ausgedehnte, sumpfige Wasserflächen, in denen sich bei den klimatischen Verhältnissen Italiens eine üppige Bildung von Wasserpflanzen erzeugte. Mit ihrem Auftreten begann die eigentliche Versumpfung und mit dieser die Torfbildung. Über der undurchlässigen Schicht lagert denn auch der Torf in verschiedener Mächtigkeit, und es mufs sich dieser auch weiterhin bei der durch das Klima begünstigten Vegetation noch so lange bilden, bis die völlige Trockenlegung des versumpften Gebiets durch Beschaffung natürlicher odes künstlicher Vorflut oder aber durch Erhöhung mittels der Sinkstoffe der Gebirgswasserläufe erreicht sein wird. Bei dem schnellen Verschlammen der zahlreichen und ausgedehnten Entwässerungskanäle, von denen nach de Prony allein die schiffbaren im Jahre 1811 eine Länge von 190 **km** besafsen, ist die Unterhaltung der Anlagen äufserst schwierig und doch hängt von dem guten Zustande der Kanäle die regelmäfsige Abführung der erheblichen Wassermenge, welche einem Gebiet von 130 261 **ha** entstammt, ab. Dies Gebiet ist aber etwa viermal gröfser, als das der Pontinischen Sümpfe.

b. Moore. Unter Moor versteht man ein Verwesungserzeugnis organischer Stoffe verschiedenster Art, die fortwährend durch weitere Verwesung eine Veränderung ihrer chemischen und auch einzelner physikalischen Eigenschaften erleiden. Einige der letzteren sind allen Moorarten gemein und zwar: Grofse Wasserkapazität, bräunliche Färbung, Entwickelung von Kohlensäure und Festhaltung von Basen. Zur Bildung des Moores ist Wasser erforderlich, welches wegen undurchlässigen Untergrundes oder wegen Mangel an Vorflut nicht vollständig abfliefst und längere Zeit über dem Boden stehen bleibt.

Die alljährlich absterbenden Pflanzen liefern das Material zur Bildung der Moore, welche auch Brüche oder Moose genannt werden. Ihrer Entstehung nach unterscheidet man Unterwassermoore und Überwassermoore. Zu den ersteren, auch Grünlandsmoore genannt, gehören die Torf-, Darg-, Bruch-, Wiesen- und Grasmoore, zu den letzteren, auch Hochmoore genannt, die Dosen-, weifsen und grauen Moore.

Wenn das nicht abfliefsende Wasser aus atmosphärischen Niederschlägen oder aus Wasserläufen stammt, die wenig Schlickteile führen, so entsteht das gewöhnliche

Torfmoor, welches je nach dem Ort und der Menge der Pflanzennährstoffe Unterwasser- oder Überwassermoor ist. Eine andere Art des Moores ist das durch schlickhaltiges Wasser in Flufsniederungen und an den Küsten des Meeres durch Überschwemmung entstehende Schlammmoor. In diesem bilden mineralische Bestandteile, im Torfmoor dagegen Verwesungserzeugnisse organischer Stoffe den wesentlichen Bestandteil der Masse. Im Schlammmoor sind nur 5—30, im Torfmoor 50—100 Gewichtsprozente Moor enthalten. Je nach den mineralischen Bestandteilen des Schlammmoorbodens, welcher sich sowohl im Gebirge, als in Flufs- und Seeniederungen vorfindet, unterscheidet man Thon-, Lehm-, Mergel- und Sandmoorböden.

Die charakteristische Eigenschaft zur Unterscheidung der Torfmoore, als Unterwasser- und als Überwassermoore, bilden die Pflanzenarten, aus deren Verwesung das Moor entstanden ist. Eine solche Unterscheidung ist indessen dort nicht durchführbar, wo die in Betracht kommenden Pflanzenarten mehr oder weniger gemischt auftreten.

Unterwassermoore entstehen im allgemeinen an Strommündungen, in Flufsthälern und an den Ufern der Binnenseen, wenn dort die Bedingungen zur Sumpfbildung gegeben sind. Letzteres ist beispielsweise der Fall in Flufsniederungen, indem die Flufssinkstoffe in der Nähe des Bettes Erhöhungen bilden und diese den Abflufs des die übrige Niederung überflutenden Wassers behindern, welches dort gelöste Sinkstoffe, namentlich Kalk, ablagert. Auf diesem Untergrund sowohl, als auch auf der Wasseroberfläche entwickelt sich mit der Zeit der aus Algen, Schilf, Binsen, Riedgras, Moos und verschiedenen Wasserpflanzen bestehende Sumpfpflanzenwuchs. Die Reste der absterbenden Pflanzen sinken auf den Boden nieder, gelangen aber hier wegen des Mangels an Sauerstoff nur zu teilweiser Verwesung und Verkohlung. Die festen Bestandteile der Pflanzen bilden die Moderkohle, welche sich, bei steter Wiederholung dieses Entstehungs- und Verwesungsprozesses in dünnen Schichten übereinander ablagern und nach und nach unter dem immer stärker wirkenden Druck solange an Mächtigkeit und Dichtigkeit zunehmen, bis sie den Wasserspiegel erreicht haben. Nunmehr können eigentliche Wasserpflanzen nicht mehr, sondern nur noch einige Sumpfgräser und Moose, besonders *Hypnum*-Arten, gedeihen, deren Reste indessen jetzt unter dem Einflufs des Sauerstoffs der Luft zur vollständigen Verbrennung gelangen. Die Erhöhung des Moores ist daher jetzt, trotzdem aus demselben fortwährend durch Kapillaranziehung Wasser nach der Oberfläche aufsteigt und immer neue Pflanzen entstehen, eine nur sehr geringe, oft in Jahrhunderten kaum wahrnehmbare.

Hauptbestandteil des Unterwassermoores ist Kohlenstoff, 70—80 %, aufserdem sind darin enthalten 0,5 bis 3 % Stickstoff und 10—30 % Quarzsand, Thon, Kalk und Talkerde, sowie Eisenocker, Schwefelkies, Gips und Überreste von Schneckenhäusern. Die Mineralstoffe sind das Entscheidende für Unterwassermoore, weil nur hierdurch die zur Bildung solcher Moore erforderlichen Pflanzen erzeugt werden können.

Überwassermoore, meist Hochmoore genannt, sind solche Moore, bei denen weder im Untergrunde, noch in dem darüber stillstehenden Wasser die vorgenannten Mineralstoffe, welche die zur Bildung von Binsen und Sumpfgräsern notwendigen Nährstoffe erzeugen, enthalten sind. Hier gedeihen nur niedere Converven und Chara-Arten, sowie ähnliche Pflanzen, die aber ebenfalls durch Absterben und Niedersinken der verkohlten Pflanzenteile Moor bilden und mit der Zeit dessen Ansteigen bis zum Wasserspiegel veranlassen. Nunmehr entwickeln sich verschiedene Moose, besonders *Sphagnum cymbifolium* und *acutifolium*, welche so üppig und dicht wuchern und mit ihren Wurzeln sich derartig verschlingen, dafs die Luft von aufsen fast ganz vom inneren

Moor abgeschlossen wird, infolge dessen dort fast ausschliefslich Verkohlung eintritt. Das Moor wächst nunmehr so lange auf, als zu den Pflanzen noch Feuchtigkeit durch Kapillaranziehung aufsteigen kann. Mit dem Aufhören der Feuchtigkeit sterben die Moose ab und an deren Stelle treten Heidekräuter (*Calluna vulgaris* und *Erica tetralix*) als obere Decke des nun nicht mehr wesentlich ansteigenden Moores. Dasselbe ist in der Mitte oft einige Meter höher als an den Rändern, weil sich in der Mitte wegen mangelnden Gefälles am längsten sumpfiges Wasser erhält, während an den Rändern der Abflufs leichter und schneller erfolgt. Das Moor bildet demgemäfs eine schwach konvexe Oberfläche. Die obere Schicht des Moores heifst Moostorf, die mittlere, welche die Hauptmasse bildet, Fasertorf und die unterste Pechtorf.

Bei tief gelegenen Überwassermooren besteht der Untergrund meist aus Sandboden, auf welchem sich zunächst in Vertiefungen Heidekräuter ansiedeln, deren in stehendem Wasser verwesende Bestandteile die Poren des Sanduntergrundes verstopfen und so nach und nach eine undurchlässige Bodenschicht erzeugen. Über den Heidekrautschichten beginnt die Bildung der Moose und die Weiterentwickelung des Moores in vorbeschriebener Weise. Moore treten aber auch in Gebirgen auf und zwar dort, wo undurchlässiger Untergrund das sich in Vertiefungen und flachen Hochthälern ansammelnde Tages- und Quellwasser am Abflufs behindert, namentlich wenn sich kalihaltige Quellen in feldspatreichen Gebirgen über Thonboden vorfinden.

Die Tiefe der Moore ist sehr verschieden; im Gebirge beträgt sie 1—3 m, in Bergschluchten erheblich mehr, in Niederungen 4—12 m, in Irland und Nordamerika wird sie von Zimmermann (Wunder der Welt. Berlin 1855) mit 85 bis 94 m angegeben; er bemerkt, es sei durch Bohrungen festgestellt worden, dafs der Torf dort in den unteren Schichten eine steinige Beschaffenheit angenommen habe.

Besonders zahlreich sind Moore in nördlichen Gegenden, namentlich in Schweden, Finnland, Irland, Holland, Nordamerika und Norddeutschland, woselbst sich horizontale Flächen von grofser Ausdehnung, die bei mangelndem Gefälle der natürlichen Vorflut ermangeln, vielfach vorfinden. Zu den gröfsten Überwassermooren in Deutschland gehört das auf dem linken Emsufer belegene, die Scheide zwischen Deutschland und den Niederlanden bildende Bourtanger Moor, welches eine Fläche von 1375 qkm einnimmt. Aus den in 1 m Tiefe unter der Mooroberfläche in der nordwestdeutschen Tiefebene im südlichen Oldenburg aufgefundenen römischen Bohlenwegen[4]) läfst sich schliefsen, dafs die Moorbildung hier sehr langsam vorgeschritten ist, während sich die Moore in Finnland viel schneller und zwar um 1 cm im Jahre erhöht haben sollen. In Äquinoktial-Gegenden können Moore nicht entstehen, weil daselbst die zur Moorbildung geeigneten Wasserpflanzen infolge der hohen Temperatur vollkommen zersetzt werden.

Vielfach werden in Mooren gut erhaltene Baumstämme, sogar die Reste grofser Eichen-, Birken-, Erlen-, Fichten- und Kiefernwälder angetroffen. Aus der gleichmäfsigen, gewöhnlich mit den Wipfeln nach Südost gerichteten Lage der Bäume schliefst man, dafs ihre Niederlegung durch heftige Orkane erfolgt und dafs durch die nun eintretende Behinderung des Wasserabflusses im Verein mit den verwesenden organischen Stoffen, welche im Sanduntergrunde eine undurchlässige Schicht erzeugten, die Moorbildung eingeleitet worden sei.

Der Moorboden enthält gewöhnlich viel Stickstoff, aufserdem auch Kalk, Eisen, Kieselsäure, Kochsalz und Gips. Bemerkenswert ist seine bedeutende Wasserkapazität,

[4]) Vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 209.

indem 100 Gewichtsteile Moorboden bis 180 Gewichtsteile Wasser aufnehmen können, infolge dessen sein Volumen, je nach dem Wassergehalt, ein sehr veränderliches ist. Trotzdem eignet sich derselbe zur landwirtschaftlichen Kultur, wenn sich der Grundwasserspiegel im Moorgebiet senken läfst. Sehr stickstoff- und kalkreich ist besonders die mit Heidekraut bewachsene Schicht der Hochmoore, auch hat sie eine gröfsere Dichtigkeit und Festigkeit, als die darunter liegende Schicht, die sog. Bunk-Erde, welche in Bezug auf Pflanzennährstoffe gegen die Heidekrautschicht erheblich zurücksteht. — Ausführlichere Erörterungen über Entstehung der Moore finden sich in folgenden, vorstehend benutzten Quellen und zwar: v. Bodungen. Moorwirtschaft. Hildesheim 1880. Krey. Moorkultur. Berlin 1885. Kurs. Neueste Moorkultur in Deutschland. Deutsche Revue der Gegenwart 1887, S. 678. Über die Kultur der Moore vergl. das Kapitel Meliorationen.

§ 3. Teiche. Unter Teiche sollen alle kleineren, mit nahezu stehendem Wasser mehr oder weniger angefüllten, Becken bildenden Vertiefungen in der Erdoberfläche verstanden werden. Teils sind sie in natürlichem Zustande, teils auch, wie die Mühlteiche, mit einfachen Stauvorrichtungen versehen. Vorzugsweise treten sie in gebirgigen und hügeligen Gegenden auf, sie kommen indessen auch im Flachlande und selbst in Flufsniederungen vor. Ihre Speisung erfolgt teils unmittelbar durch die atmosphärischen Niederschläge, teils durch Zuflüsse, teils auch durch Quellen und Grundwasser. Ihre Wassermenge und ihr Wasserstand hängen von der Speisewassermenge, von der Ausdehnung und Tiefe des Beckens, vom Wasserverlust durch Verdunstung und Versickerung, und von der Abflufsmenge ab. Der Abflufs erfolgt bei natürlichen Teichen dadurch, dafs das Wasser über das am tiefsten belegene, mit dem Abflufsgraben in Verbindung stehende Teichufer läuft, bei den mit Stauvorrichtungen versehenen Teichen jedoch durch Öffnung der Abflufsrinnen und Abflufskanäle. Teiche der letzten Art werden zu landwirtschaftlichen und zu industriellen Zwecken benutzt. Der Landwirtschaft dienen sie zur Bewässerung von Wiesen, zur Entwässerung der Ackerländereien, indem sie Drainwasser aufnehmen, zum Fischfang und zum Tränken des Weideviehs, der Industrie aber zur Anlage von Wassertriebwerken, vorzugsweise zum Betriebe von Mahl- und Schneidemühlen u. s. w. Behufs ihrer Erhaltung mufs von Zeit zu Zeit eine Reinigung der Becken erfolgen, weil der Zuflufs des Wassers Sinkstoffe zuführt, welche sich auf dem Teichgrund niederschlagen und das Fassungsvermögen des Beckens vermindern. Meist sind diese Sinkstoffe, da sie bei höheren Wasserständen und heftigen Regengüssen von kultivierten Ländereien und den Teichufern abgewaschen werden, schlick- und humusreich, sie begünstigen daher in dem zeitweise fast ganz stillstehenden Wasser auch die Bildung der Schilf-, Rohr- und Wasserpflanzen und führen hierdurch im Lauf der Zeit zur Sumpfbildung (§ 2) und zu deren nachteiligen Folgen, namentlich zur Entwickelung schädlicher Ausdünstungen und zur Verringerung der kulturfähigen Bodenflächen.

§ 4. Binnenseen. In den unter der Bezeichnung „Binnen- oder Landseen" bekannten gröfseren stehenden Gewässern werden die auf das Festland entfallenden in die Seen gelangenden atmosphärischen Niederschläge insoweit zurückgehalten, als sie nicht in offenen Wasserläufen oder unterirdisch alsbald abfliefsen. Man nennt die Seen Flufsseen, wenn sie Zu- und Abflufs, Mündungsseen, wenn sie nur Zuflufs, Quellenseen, wenn sie nur Abflufs und Steppenseen, wenn sie, wie einzelne hochbelegene Gebirgsseen, keinen Abflufs und nur unbedeutenden Zuflufs haben. Auch unterscheidet man Süfs- und Salzwasserseen. Letztere kommen vorzugsweise in Asien vor; der bedeutendste daselbst

ist das 400 m unter dem Spiegel des Mittelländischen Meeres belegene „Tote Meer“. Zu den Binnenseen werden auch die von der Ostsee durch schmale Landzungen, sog. Nehrungen, getrennten und mit dem Meer nur durch schmale Rinnen zusammenhängenden Haffe oder Strandseen gerechnet, die indessen als mit dem Meere in Verbindung stehend in der dritten Abteilung dieses Werkes zur Erörterung gelangen. Hier sollen nur die Flufsseen besprochen werden.

Jeder See besteht aus dem Becken und dem dasselbe anfüllenden Wasser, und beide bestimmen im wesentlichen sein hydrographisches Verhalten, den sogenannten Wasserhaushalt (*Regime*).

a. Becken. Die Entstehung der Seebecken zu untersuchen ist Sache der Geologie, hier genügt es hervorzuheben, dafs dieselben im Laufe der Zeit mannigfache Umbildungen erfahren haben, weil die Gebirge[5]) vermöge der stetigen Verwitterung niedriger, die Thäler und Seebecken aber vermöge der stetigen Ablagerung der Erzeugnisse jenes Verwitterungsprozesses höher geworden sind. In welchem Mafse dies geschehen ist, läfst sich selbst für die historische Zeit nicht angeben, da zuverlässige ältere Beobachtungsergebnisse fehlen. Immerhin ist die Menge der den Binnenseen nachweislich zugeführten Sinkstoffe eine verhältnismäfsig geringe. Beispielsweise entspricht[6]) die in 14½ Jahren durch die Reufs in ihrer Mündung im Vierwaldstätter See abgelagerte Menge grober Geschiebe, auf den ganzen schweizerischen Kanton Uri verteilt, erst in 63 Jahren einem Abtrage von 12 mm, sodafs die Erniedrigung der Gebirge fast unmefsbar ist, während sich in den Teilen des Sees, woselbst der Gebirgsdetritus ausgedehnter Flächen durch ein weitverzweigtes Netz von Wasserläufen auf einen Ort von vergleichsweise geringer Ausdehnung vereint wird und nach und nach zu Tage tritt, eine merkbare Umgestaltung der Seebecken feststellen läfst. Eine solche wird auch bezüglich des Genfer Sees, welcher seit der Römerzeit sein Becken um etwa 565 m abwärts verlegt haben soll, sowie bezüglich des Züricher, Walen- und Bodensees angenommen. Letztere drei Seen sollen in früherer Zeit zu einem zusammenhängenden See vereinigt gewesen und erst durch die Schuttkegel der Linth und des Rheins getrennt worden sein. Dafs Auflandungen in Binnenseen durch die Zuführung von Sinkstoffen namentlich an den Einmündungen der gröfseren Wasserläufe erfolgen, lehrt auch die Gestaltung der zeitigen Seeufer. Ein Beispiel dieser Art liefert nach F. 1, T. II der Bodensee an der Einmündung des Rheins und der Bregenzer Ach. Während der Rhein nur Schlamm und Sand, zeitweise allerdings in grofser Menge, zuführt, seine groben Sinkstoffe aber gegenwärtig noch oberhalb der Mündung bei Rheineck und weiter aufwärts ablagert, hat die Bregenzer Ach ihren Schuttkegel schon bis zu ihrer Mündung vorgeschoben. Dort bleiben die groben Geschiebe liegen und wirken wie ein Stauwerk, infolge dessen sich der Ach-Spiegel an der Mündung einige Meter über dem Bodenseespiegel erhebt. Der Schuttkegel der Ach erstreckt sich in etwa 2000 m Breite bis zur Wassertiefe von 25 m in den See hinein. Die über dem Seespiegel hervortretenden Landzungen am Kniehorn, an der Rohr- und Rheinspitze sind offenbar aus den stetig zugeführten Sinkstoffen entstanden, und es haben dieselben die frühere Gestaltung des Sees verändert und das Seegebiet verringert. Dies ergiebt sich auch aus der Verflachung der Seeufer in der Nähe jener Flufseinmündungen. Während sich nämlich fast überall, namentlich am

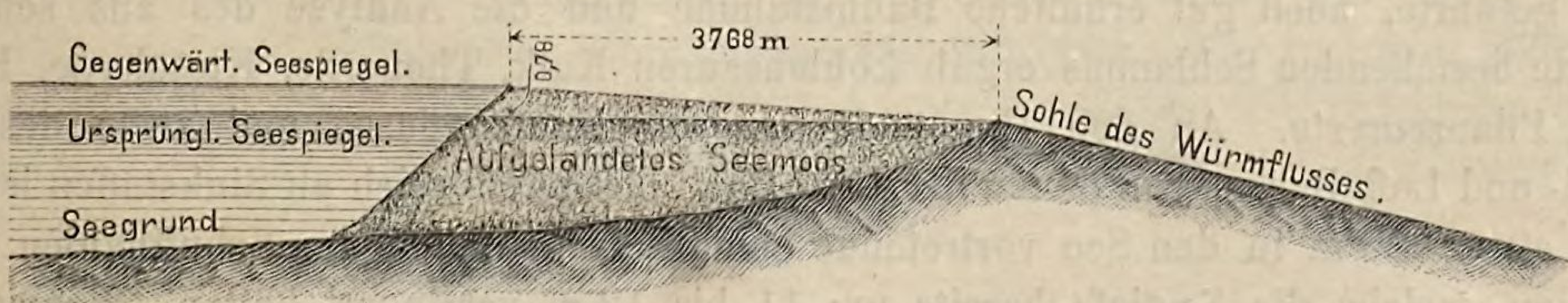
[5]) Über die Entstehung der Hebungen und Senkungen in der Erdoberfläche vergleiche Hypothese von H. Schmick in „Neue Theorie periodisch säkularer Schwankungen des Seespiegels. Leipzig 1878“, sowie auch Kap. XVI der 2. Aufl. Säkulare Flut.

[6]) Vergl. Heim. Korrektion der Gebirgswässer. St. Gallen 1870.

südlichen Ufer des Sees eine schmale, flache Bank, wegen der hellen Färbung des Wassers daselbst die „Wyſse“ genannt, hinzieht, und vom Rand dieser Bank, der sog. „Seehalde“, die groſse Seetiefe plötzlich und schroff beginnt, haben die Ablagerungen vor den Fluſseinmündungen auf der Strecke von unweit Rorschach bis Bregenz die Seehalde völlig verschüttet und eine Verflachung gebildet, welche sich 1500—2000 m weit bis zur groſsen Seetiefe mit flacher Böschung ausdehnt. Dieser kesselartigen Gestaltung des Bodenseebeckens wird das nur sehr langsame Vorrücken der Auflandungen zugeschrieben, was sich aus dem Alter und der Lage der dort vorhandenen Dörfer und des alten Holzbestandes am Ufer ableiten läſst. Aus diesem Grunde nimmt auch Honsell (s. Der Bodensee. Stuttgart 1879), dem vorstehende und auch noch weiterhin folgende Angaben entlehnt worden sind, an, daſs seit einem Jahrtausend die Höhenverhältnisse an der Rheinmündung eine erhebliche Veränderung nicht erfahren haben, daſs dies aber in der groſsen Tiefe des Sees und in den vorerwähnten örtlichen Verhältnissen seine Erklärung finde. Die noch stets erfolgende Schlamm- und Sandzuführung ergiebt sich übrigens schon bei jedem Hochwasser des Rheins aus der Trübung des Sees auf 3 bis 4 km Breite vor der Mündung, wobei der Schlamm in groſse Tiefen gelangt, während der Sand dort schon niederschlägt, wo sich die Strömung des zuflieſsenden Wassers entsprechend ermäſsigt.

Die Wirkung der an den Wasserlaufeinmündungen entstehenden Auflandungen auf die Umgestaltung des Seebeckens und die Änderung des Verhaltens der Seen ist im allgemeinen eine geringere, als diejenige der Auflandungen, welche vielfach an den Seeausmündungen entstehen und eine Hebung des Seespiegels veranlassen. Dies zeigt sich insbesondere bei den meisten Seen des Alpengürtels.[7]) Die Auflandungen beginnen dort mit Ablagerung der im Wasser schwebenden Schlick- und gelösten Mineralteile. Demnächst erzeugt sich in diesen Ablagerungen eine üppige Bildung von Wasser- und Sumpfpflanzen, deren unvollkommene Verwesung wieder im Lauf der Zeit eine Moor- und Torfbildung herbeiführt. Indem nun die so versumpften Auflandungen als Torfmoore allmählich bis über den Seespiegel hervortreten, bilden sie schlieſslich die sog. „Seemoose“, welche oft in groſser Ausdehnung vor den Seeausmündungen angetroffen werden. Von dieser Entwickelung sind nur diejenigen Strecken ausgeschlossen, in denen die Geschwindigkeit des aus dem See abflieſsenden Wassers die Ablagerung von Sinkstoffen verhindert. Es entstehen sonach in den Seemoosen Wasserlaufbetten und da diese zum Abfluſs des Wassers ein gewisses Gefälle beanspruchen und diesem auch die Mooroberfläche folgt, werden die Betten mit dem Vorschreiten der Auflandungen immer länger, ihre Ufer aber seewärts immer höher. Das Ergebnis einer derartigen Entwickelung der Seemoose ist die stetige Hebung der Seespiegel, aus der wieder eine stetige Vergröſserung der Seeflächen und eine entsprechende Zunahme der Versumpfung der Seeufer entsteht.

Fig. 1.



Ein Beispiel dieser Art liefert nach Fig. 1 der Starnberger See in Baiern, bei welchem sich das Seemoos zur Zeit von der früheren Mündung des Seeausflusses ab in einer

[7]) Statzner. Versumpfungen in den Seen des Alpengürtels. Kultur-Ingenieur 1868.

Länge von 3768 m in den See hinein erstreckt. Das Abflufsbett in demselben besitzt ein Gefälle von 0,78 m, welches sonach auch die erfolgte Seespiegelhebung darstellt. Ähnlich liegen die Verhältnisse am Ammer-See in Bayern, bei dem die Länge des Seemooses auf 5652 m und die Seespiegelhebung auf 1,44 m angegeben wird.

Aufser durch Seemoose können Hebungen der Seespiegel auch durch Sinkstoffablagerungen in den Wasserlaufbetten unterhalb der Seeausmündungen veranlafst werden, indem derartige Ablagerungen den Abflufs behindern und im allgemeinen wie Stauwerke wirken.

Beispielsweise ist dies nach F. 4, T. II beim Walen- oder Wallenstätter See erfolgt, sodafs dort die in F. 3 schematisch dargestellte künstliche Senkung des Seespiegels um 5,40 m durch Ableitung nach dem 15,06 m tiefer liegenden Züricher See notwendig wurde. Diese Notwendigkeit trat gegen Ende des vorigen Jahrhunderts ein, als das Bett der Maag, welche den Abflufs des Walen-Sees nach der Linth vermittelte, durch die von letzterer vorgeschobenen groben Sinkstoffe am Zusammenflufs beider Wasserläufe unweit der Ziegelbrücke derartig erhöht wurde, dafs sich der Seespiegel über die gesamte Niederung von Näfels bis zum Walen-See und auch abwärts nach dem Züricher See erhob, und das Hochwasser das Dorf Weesen und andere Ortschaften unter Wasser setzte. Die künstliche Senkung bis auf den gegenwärtigen Seespiegel wurde durch Ableitung der Sinkstoffe der Linth mittels des zu diesem Zwecke besonders hergestellten Escher-Kanals nach dem Walen-See, sowie durch Anlage eines aus letzterem abzweigenden zweiten Kanals, welcher als Linth-Kanal nach dem Züricher See führt, mit Erfolg ins Werk gesetzt. Es bildeten sich jedoch alsbald an der Ausmündung im Walen-See aus den reichlichen Sinkstoffablagerungen der Linth bedeutende Auflandungen, welche das Bett des Kanals beengten und sein Gefälle verminderten, infolge dessen später noch eine Verlängerung des Kanals notwendig wurde. Die Menge der auf diese Weise dem Walen-See zugeführten Sinkstoffe hat[8]) in der Zeit von 1811—1847 = 2 884 000 cbm und in der Zeit von 1860—1867 = 427 800 cbm, durchschnittlich also 80 000 bezw. 61 120 cbm in einem Jahre betragen. Bei der Tiefe des Sees von etwa 100 m läfst sich sonach eine der Linth-Korrektion nachteilig werdende Anfüllung des Beckens erst in einer ferngelegenen Zeit erwarten.

Am langsamsten vollzieht sich die Auflandung des eigentlichen Seegrundes, weil hier vorzugsweise nur Schlickteile und organische Stoffe zur Ablagerung gelangen. In dieser Beziehung sind bisher noch wenig Untersuchungen bekannt geworden, indessen geben diejenigen, welche im Lungern-See, im schweizerischen Kanton Unterwalden, gelegentlich seiner künstlichen Tieferlegung[9]) gegen Ende des vorigen Jahrhunderts angestellt wurden, über die Beschaffenheit des Seegrundes einige Aufklärung. Vor seiner Tieferlegung hatte der am Fufse des Brünig, etwa 200 m über dem Giefswyler Thal belegene, rings von hohen Bergen und Felsen von Kalkstein und Mergelschiefer eingeschlossene 30 bis 40 m tiefe Lungern-See zur Zeit von Hochwasserständen in dem Wildbach Aa seinen Abflufs. Als nun behufs Gewinnung von etwa 150 ha Seegrund die Ableitung der Hauptwassermenge des Sees mittels eines durch den Kaiserstuhl getriebenen Stollens erfolgt war, fand sich der trockengelegte Teil des Seegrundes mit schwarzem Schlamm bedeckt, welcher muldenförmig aus dem mittleren Teil des Beckens nach den Ufern zu anstieg. Im Schlamm lagen zahlreiche, wahrscheinlich durch Lawinen in den See geführte, noch gut erhaltene Baumstämme und die Analyse des aus sehr feinem Sande bestehenden Schlamms ergab kohlensauren Kalk, Thonerde, Kieselerde, Eisenoxyd und Pflanzenreste. An den Einmündungen der Hauptzuflüsse und zwar des Dundel-, Laui- und Lofs-Bachs, von denen der Laui-Bach besonders reich an Sinkstoffen ist, zeigten sich etwa 950 m in den See vortretende Schuttkegel, ähnlich den Schutthalden bei Bergwerken, welche die Seetiefe bereits um 11 bis 12 m verringert hatten. Bemerkenswert

[8]) Linth-Korrektion von Mollis bis zum Züricher See in Hefs. Korrektion der Wildbäche, 1876, und in Nosek. Regulierung von Gebirgsflüssen, 1881.

[9]) Tieferlegung des Lungern-Sees. Zürich 1836.

sind noch die als Folge der erheblichen Tieferlegung des Seespiegels eingetretenen bedeutenden Abbrüche der Ufer, soweit dieselben nicht aus Felsen bestanden. — Auch aus dem vorerwähnten Beispiel ergiebt sich die Thatsache, dafs die Umbildung der Seebecken aufserordentlich langsam erfolgt. Namentlich ist dies bei solchen Binnenseen der Fall, deren Becken, wie beispielsweise der Bodensee, erhebliche Ausdehnung und Tiefe besitzen.[10])

Durch Tiefenmessungen[11]) im Boden- und im Genfer See ist die bemerkenswerte Thatsache festgestellt worden, dafs sich an der Rheinmündung ein 4 km langes, 600 m breites und 70 m tiefes, und an der Rhonemündung ein 6,5 km langes, 700 m breites und 50 m tiefes Flufsbett im Seegrund gebildet hat. Man erklärt dies durch das gröfsere spezifische Gewicht des unter dem leichteren Seewasser abfliefsenden Flufswassers, indem letzteres kälter und mit schlammigen Flufssinkstoffen durchsetzt ist.

Die gröfste Seetiefe der Schweizer Seen beträgt im

Genfer See 330, Brienzer See 261, Bodensee 255, Thuner See 217, Vierwaldstätter See 214, Zuger See 198, Neuenburger See 153, Walen-See 151, Züricher See 143, Sempacher See 87, Aegeri-See 84, Bieler See 78, Baldegger See 66, Murten-See 49, Hallwiler See 48, Untersee 47, Pfäffiker-See 36, und im Greifen-See 34 m.

Die gröfsten Seen in Central-Europa sind der Bodensee und der Genfer See mit 540 bezw. 610 qkm Seefläche. Viel bedeutender sind jedoch die im Norden Amerikas belegenen fünf grofsen Seen Kanadas, deren Gröfse und Tiefe, sowie Höhenlage über dem Meere sich aus nachstehender Tabelle[12]) ergiebt.

Bezeichnung der Seen.	Oberfläche. qkm	Länge. km	Gröfste Breite. km	Tiefe. m	Wasserspiegel über dem Meere. m
Ober-See	83 630	660	277	310	191
Michigan-See	61 900	550	133	200	181
Huron-See	61 350	297	310	300	181
Erie-See	25 000	395	105	85	175
Ontario-See	19 820	318	110	220	75

Die Gesamtoberfläche = 251 700 qkm ist sonach fast halb so grofs, als die Fläche, welche ganz Deutschland mit 540497 qkm einnimmt. — Am zahlreichsten sind Binnenseen in Schweden, sie besitzen indessen mit wenigen Ausnahmen keine grofse Ausdehnung. Zu diesen Ausnahmen zählen der Wenern- oder Wettern-, der Mälaren- und der Hjelmaren-See, von denen der erstgenannte mit 5215 qkm Fläche der gröfste ist. Besonders hervorzuheben ist die, der gebirgigen Bodengestaltung entsprechende verschiedene Höhenlage der schwedischen Seen.[13]) So liegt beispielsweise der Glan-See nur 21,4 m, der Honafran-See aber 426,7 m über dem mittleren Meeresspiegel. Von norddeutschen Binnenseen ist die Gruppe der Masurischen Seen in Ostpreufsen und die vom Plauer-, Malchow-, Fleesen- und Kölpin-See gebildete mecklenburgische Seegruppe von 220 qkm Fläche und von den Seen Italiens der bis 630 m tiefe Garda-See mit 288 qkm, ferner der bis 380 m tiefe Lago Maggiore mit 220 qkm und der bis 600 m tiefe Comoer See von etwa 140 qkm Fläche zu nennen.

[10]) Seegrundkarte des Bodensees. Schweiz. Bauz. 1884, S. 127.

[11]) Über Seetiefenmessung in der Schweiz. Schweiz. Bauz. 1886, S. 121, 127 u. 133.

[12]) Fritz. Die fünf grofsen Seen Kanadas in Petermanns Mitteilungen, Bd. 28 (Jahrgang 1882), Heft II, S. 57.

[13]) v. Weber. Wasserstrafsen Nord-Europas, 1881.

b. Wassermenge. Die Wassermenge der Binnenseen hängt, aufser von der Gröfse ihrer Becken, von der Menge des Zuflusses, des Verlustes und des Abflusses ab.

Die Menge des Zuflusses, welcher durch Wasserläufe der Erdoberfläche, durch einsickerndes Grundwasser, seltener auch durch Grundwasserbäche, sowie endlich noch durch unmittelbar auf den Seespiegel entfallende, atmosphärische Niederschläge erfolgt, richtet sich nach Gröfse des Niederschlagsgebiets (Zuflufs- oder Einzugsgebiet) und der Seefläche. Das durch die Wasserscheiden begrenzte Niederschlagsgebiet führt nur diejenigen atmosphärischen Niederschläge in den Binnensee, welche nicht durch Verdunstung, Versickerung und pflanzliche Aufsaugung demselben dauernd entzogen werden. Sonach ist die geographische Lage und Beschaffenheit des Niederschlagsgebiets ebenfalls von Einflufs auf die Zuflufsmenge und die letztere kann durch Änderung der Beschaffenheit des Gebiets, wie beispielsweise durch Ent- und Bewaldung desselben insoweit dauernd oder zeitweise vermindert oder vermehrt werden, als sich durch Entwaldung die Menge der atmosphärischen Niederschläge vermindern, die Wasserzuführung beschleunigen, durch Bewaldung die entgegengesetzte Wirkung hervorbringen läfst. In dieser Beziehung sind u. a. die Beobachtungen am Genfer, Züricher, Vierwaldstätter und Bodensee bemerkenswert, wonach sich als Folge von Entwaldungen eine schnellere Anschwellung der Seen ergeben haben soll.

Unmittelbar auf die Seefläche entfallen an und für sich nicht unbedeutende Mengen atmosphärischer Niederschläge, welche jedoch hinter denjenigen des übrigen Niederschlagsgebiets weit zurückbleiben. Während z. B. die in den Bodensee durch den Rhein, zur Zeit aufserordentlicher Anschwellungen desselben, zugeführte Wassermenge 2100 cbm (nach Anderen sogar über 3000 cbm) und die der sonstigen Zuflüsse 3500 cbm i. d. Sekunde beträgt, liefern die unmittelbar auf die rund zu 540 qkm angenommene Seefläche entfallenden Niederschläge bei einer häufig vorkommenden täglichen Regenhöhe von 60 mm nur 375 cbm und bei aufsergewöhnlichen Regengüssen von täglich 110 mm Regenhöhe 687 cbm i. d. Sekunde, also nur etwa $^1/_{15}$ bis $^1/_8$ der Zuflufsmenge des Niederschlagsgebiets. Es bleibt aber zu berücksichtigen, dafs die Anschwellungen der Wasserläufe keineswegs immer gleichzeitig erfolgen, sodafs die unmittelbar die Seefläche treffenden Niederschläge den Wasserstand des Sees zeitweise doch merklich beeinflussen können.

Die Menge des Verlustes wird durch den Grad der Verdunstung des Wassers in der Seeoberfläche und durch den Grad der Aufsaugung des Wassers, soweit dieselbe durch den Pflanzenwuchs auf den Seeufern erfolgt, bedingt. Die pflanzliche Aufsaugung ist ihrer Gröfse nach nicht wohl bestimmbar, es läfst sich aber annehmen, dafs die hieraus entspringende Verlustmenge nur verschwindend gering ist. Auch diejenige der Verdunstung bleibt gewöhnlich unerheblich und beträgt beispielsweise für den Bodensee[14]) in der heifsesten Zeit nur 50 cbm i. d. Sekunde, während nach den Veröffentlichungen über die meteorologischen Beobachtungen in den württembergischen Jahrbüchern die gröfste beobachtete 24stündige Verdunstungshöhe mit 11 mm, d. i. bei rund 540 qkm Seefläche durchschnittlich 68,6 cbm sekundlich angegeben wird. Hiernach übt im allgemeinen, wenn nicht besondere klimatische Verhältnisse eine wesentliche Änderung bedingen, die Verlustmenge auf das Verhalten des Sees nur unbedeutenden Einflufs aus.

Die Menge des Abflusses, soweit derselbe nicht unterirdisch erfolgt, ist nicht nur von der Zuflufs- und Verlustmenge, sondern auch vom Abflufsprofil, und dessen Wirk-

[14]) Lauterburg. Schweizerische See- und Flufsbeobachtungen. Zeitschr. f. Bauw. 1872.

samkeit wieder vom Wasserprofil und von der Geschwindigkeit des abfliefsenden Wassers abhängig. Sonach wird die Abflufsmenge auch durch die Gestaltung der Sohle und der Ufer des Abflufsbetts und von dessen Gefälle in der Nähe der Seeausmündung, sowie endlich noch durch den Seewasserstand beeinflufst. Bei der Veränderlichkeit dieser Faktoren bleibt das Abflufsvermögen kein dauernd gleichmäfsiges, infolge dessen auch das Verhalten des Sees im Laufe der Zeit mehr oder weniger der Änderung unterliegt. Eine solche kann auch künstlich durch Umgestaltung des Abflufsbettes herbeigeführt werden und ist beispielsweise schon mehrmals beim Bodensee, behufs Senkung seines Seespiegels zum Schutz der Uferflächen gegen aufsergewöhnliche Hochwasser, angeregt[15]), bisher aber aus Rücksicht auf die unterhalb belegenen Rheinstrecken nicht ausgeführt worden. Künstliche Senkungen können übrigens auch Seeufersenkungen und Rutschungen zur Folge haben insbesondere, wenn die Ufer aus jüngeren Anschwemmungen und Schlammschichten bestehen und dem Druck von Stein- oder angeschütteten Erdmassen unterliegen. Beispiele bieten die Senkungen in Wädenswiel am Züricher See zwischen Seeufer und Eisenbahn, die Einsenkung der auf Pfahlrost gegründeten Kaimauer in Vevey am Genfer See und die Abrutschungen der Kaianlagen und bebauten Ufer in Zug am Zuger See. (Vergl. Pollack. Seeufersenkungen und Rutschungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 5—21.)

Wesentlich bestimmend für die Abflufsmenge ist der Seewasserstand, der meist erheblichen Schwankungen unterliegt. In F. 7, T. II sind die absolut höchsten und niedrigsten, sowie die mittleren Jahreswasserstände des Bodensees in der Periode 1817 bis 1876, sowie in F. 6 die Kurven der mittleren, sowie der fünftägigen Maximal- und Minimalwasserstände in der Periode 1853 bis 1876 nach Honsell graphisch dargestellt. Die Wasserstandsbeobachtungen am Bodensee haben zu Lindau bereits i. J. 1797 und zu Konstanz i. J. 1816, zu Friedrichshafen, Rorschach u. s. w. jedoch erst später begonnen. Da die Pegelnullpunkte keine übereinstimmende Höhenlage erhalten hatten, wurde ihre Höhe i. J. 1874 unter der Voraussetzung, dafs der vollkommen ruhige Seespiegel bei allen Wasserständen parallel zum Erdsphäroid liege, einheitlich 6 m unter dem höchsten Wasserstande von 20 Fufs badisch des Jahres 1817 am Pegel zu Konstanz (vergl. F. 7, T. II) festgesetzt. Die Höhenlage dieses an den Pegeln der Hauptstationen schon durchgeführten Nullpunktes entspricht dem tiefsten Punkt der gröfsten beladenen Dampfer beim niedrigsten Wasserstande. — Beim Bodensee, sowie auch bei sämtlichen Schweizer Seen werden die Wasserstände vorzugsweise durch das Schmelzen des Schnees und Eises der Hochgebirge bestimmt, infolge dessen die höchsten in die Zeit des Maximums der alpinen Schneeschmelze, d. i. in die Sommermonate Juni und Juli (nur selten August), die niedrigsten aber in die Wintermonate Januar und Februar fallen. Der bekannte höchste Wasserstand ist der des Juli 1817 mit + 6 m, der bekannte niedrigste der von 1823 und 1830 mit 2,10 m am neuen Pegel zu Konstanz, und der durchschnittlich niedrigste der von 1858. In der 60jährigen Periode von 1817 bis 1876 hat die durchschnittliche Jahresschwankung 2,12 m betragen, so zwar, dafs der mittlere Wasserstand 1,26 m unter dem Hoch- und 0,86 m über dem Niedrigwasserstande verblieb. Am bedeutendsten war die Jahresschwankung i. J. 1821 mit 3,30, am geringsten i. J. 1870 mit 1,24 m. Im Züricher See beträgt sie 2,52 m.[16]) Die dreizehn gröfseren Seen der Schweiz zeigen in den Schwankungen ihrer Wasserstände an und für sich grofse Unter-

[15]) Honsell. Der Bodensee und die Tieferlegung seiner Hochwasserstände, 1879.
[16]) Wetli. Die Bewegung des Wasserstandes des Züricher Sees. Zürich 1885.

schiede; berücksichtigt man aber die Gröfse der Seen und ihrer Niederschlagsgebiete, so vollziehen sich die Schwankungen fast gleichmäfsig nach demselben Gesetz.[17])

Erheblicher als bei den Seen der Schweiz sind die Schwankungen des Wasserstandes bei den Seen Italiens. Beim Lago Maggiore[18]) überragt der gewöhnliche Hochwasserstand den gewöhnlichen Wasserstand um 4 m, in seltenen Fällen sogar um 6 m und beim Comoer See beträgt der Unterschied gewöhnlich 3 m, ausnahmsweise bis 4 m. Dagegen zeigen die fünf grofsen Seen Kanadas viel geringere Unterschiede, wie sich aus den Wasserstandskurven F. 2, T. II ergiebt. Danach bewegen sich die Schwankungen durchschnittlich nur:

beim Ober-See innerhalb des Mafses von . . .	1,29	Fufs engl.	= 0,393 m
beim Michigan- und dem hiermit in direkter Verbindung stehenden Huron-See, desgl. von . .	1,05	„ „	= 0,320 „
beim Erie-See, desgl. von	1,31	„ „	= 0,400 „
und beim Ontario-See, desgl. von	1,56	„ „	= 0,476 „,

wenn auch in einzelnen Jahren gröfsere Unterschiede eintreten. Diese vergleichsweise geringen Schwankungen sind dort eine Folge der bedeutenden Ausdehnung der Seespiegel. Schon eine Erhebung des Wasserstandes um 30 cm vermehrt die Wassermenge um 251 700 000 000 . 0,3 = 75 510 Millionen cbm oder beispielsweise um nahezu das Vierfache derjenigen Wassermenge, welche die Memel, bei rund 600 cbm sekundlicher mittlerer Wassermenge in einem Jahre der Ostsee zuführt.

Inwieweit sich im Laufe der Zeit die Seespiegel gehoben oder gesenkt haben, ist in den meisten Fällen nicht zu ermitteln. Für den Bodensee will man eine bedeutende Hebung des Seespiegels aus einigen aufgefundenen Pfahlbauten des fünften und sechsten Jahrhunderts ableiten[19]), und berechnet demgemäfs eine Hebung von 3,60 m. Es soll indessen die Annahme einer Bodensenkung gerade am Ort der Pfahlbauten und auch eines früheren Vorhandenseins von Längs- und Querhölzern über den aufgefundenen Pfahlresten zulässig sein. Zudem spricht gegen die Hebung des Seespiegels auch die zur Zeit noch an vielen Stellen in der Höhe des niedrigsten Wasserstandes vorhandene Uferbank, die oben erwähnte „Wyfse“, welche, aus Molasse-Sandstein bestehend, unter dem Einflufs der Luft verwittert und zu Sand zerfällt, daher bei früher tieferem Seespiegel nicht bis zur Gegenwart bestehen bleiben konnte.

Durch das gegenseitige Verhalten der Faktoren: Seebecken, Zuflufs-, Verlust- und Abflufsmenge wird die See-Retention bedingt, d. h. das Vermögen der Binnenseen, einen Teil ihrer Zuflufsmenge zeitweise in ihrem Becken zurückzuhalten und hierdurch eine den Abflufs selbstthätig regelnde Wirkung auszuüben. Ein Beharrungszustand tritt nämlich im Seespiegel nur dann ein, wenn die Zuflufsmenge mit Einschlufs der unmittelbar auf die Seefläche entfallenden atmosphärischen Niederschläge gleich ist der Abflufs- und Verlustmenge. Mit dem Überwiegen der Zuflufsmenge und der unmittelbaren Niederschläge steigt, mit dem Überwiegen der Abflufs- und Verlustmenge fällt der Wasserstand. Im ersten Falle bleibt der Unterschied zwischen Zu- und Abflufsmenge im See zurück und bewirkt nun mit dem Heben des Seespiegels eine Vergröfserung des Abflufsprofils und der Druckhöhe des Wassers, also auch eine Vermehrung der Abflufsmenge und zwar so lange, bis eine Kulminationshöhe erreicht ist, welche in dem Zeitpunkt

[17]) Beuteli. Die Niveau-Schwankungen der dreizehn gröfseren Schweizer Seen von 1867 bis 1886. Mitteilungen der naturforschenden Gesellschaft in Bern 1888.

[18]) Overmars. Die Theifs-Überschwemmungen, 1879.

[19]) Steudel. Schriften des Vereins für Geschichte des Bodensees, Heft V, 1874.

eintritt, in welchem Zu- und Abflufsmenge gleich werden. Nunmehr ist wieder Beharrungszustand vorhanden, welcher jedoch aufhört, sobald das Überwiegen der Abflufsmenge ein Sinken des Seespiegels veranlafst. Dies setzt sich so lange fort, bis wieder Gleichgewicht zwischen Zu- und Abflufsmenge eingetreten ist. Sonach entstehen vielfache Schwankungen des Seespiegels und es hängt der Grad der See-Retention in jedem einzelnen Falle von der im Seebecken zurückgehaltenen Wassermenge ab, während sich die Wirksamkeit der See-Retention in dem Grad der Verzögerung des Abflusses äufsert.

Unabhängig von dem Steigen und Fallen des Wasserstandes ist die Wellenbewegung, welche sich in ähnlicher Weise wie in den nicht der Ebbe und Flut unterworfenen Meeren vollzieht und an anderer Stelle zur Erörterung gelangt. Auch auf die den Meeresströmungen verwandten Binnenseeströmungen, welche durch Einmünden der Wasserläufe, durch Wind und durch das verschiedene spezifische Gewicht des Wassers hervorgerufen werden, soll hier nicht näher eingegangen werden. Zu erwähnen ist nur, dafs in Binnenseen manche noch nicht aufgeklärte Erscheinungen eintreten, wie sie beispielsweise am Genfer und auch am Bodensee beobachtet worden sind.[20])

Hervorzuheben ist noch die grofse Bedeutung der Binnenseen als Verkehrsstrafsen, als Speisebecken für schiffbare Binnenflüsse, Kanäle und Wassertriebwerke, als Recipienten für Ent- und Bewässerungen, als Wasserstandsregulatoren der von ihnen gespeisten Binnenflüsse, und als Sammelbecken zur Aufspeicherung erheblicher Hochwassermengen und entsprechender Milderung der Hochwassergefahren in denjenigen Niederungen, deren Wasserläufe vom Abflufs der Binnenseen beeinflufst werden.

In allen diesen Beziehungen bleibt es Aufgabe der Volkswirtschaft, zu untersuchen, ob sich die See-Retention durch bauliche Anlagen, welche die Aufstauung des Wassers bezwecken und den Abflufs desselben zu vermindern vermögen, erhöhen läfst. Das grofsartigste Beispiel derartiger Erwägungen und auf Grund derselben ins Werk gesetzten Anlagen in der Neuzeit liefert Amerika, indem man dort bereits begonnen hat, die Ausflüsse einer Anzahl von Binnenseen, welche oberhalb Minneapolis in das Mississippithal einmünden, durch Querdämme insoweit abzusperren, als zur Aufspeicherung gewaltiger Wassermengen zum Zweck Vermehrung der Schiffahrtstiefe um 0,30 m im Mississippi von St. Paul bis zu dem 50 km unterhalb belegenen Hastings während der niedrigen Wasserstände erforderlich ist. Dieser Erfolg ist nach Bassel (vergl. Verhandlungen des Centralvereins für Hebung der deutschen Flufs- und Kanalschiffahrt in Berlin vom 17. April 1889) durch Ausführung der in nachstehender Tabelle angegebenen Sammelbecken erreicht worden, indem 1886 an 170 Tagen und 1887, in welchem Jahre aufsergewöhnliche Trockenheit herrschte, an 86 Tagen diese Tiefenvermehrung erfolgt ist.

Lage der Becken.	Ausdehnung der Niederschlagsgebiete einschliefslich des Hochwassergebiets derselben.		Inhalt der Becken	Füllungszeit annähernd Monate.
	Niederschlagsgebiet qkm	Beckenfläche bei Hochwasser qkm	cbm	
1. An der Mündung des Sees Winnibigoshish	3682,76	417,72	1 298 000 000	26
2. An der Mündung des Leech-Sees . . .	3173,27	605,54	850 000 000	24
3. An den Fällen von Pokegama	1634,06	117,30	81 800 000	1 bis 2
4. Am Pino-Flufs, Mündung des Cross-Sees	1559,88	61,59	211 000 000	12
	10 049,97	1202,15	2 440 800 000	

[20]) Forel. Naturwissenschaftliche Erforschung des Genfer Sees. — Hartmann. Bodensee, 1808. — Schwab. Bodensee, 1827 und Voigt. Magazin für den neuesten Stand der Naturkunde, Bd. XII, S. 67—64.

Im ganzen beträgt die aufgespeicherte Wassermenge rund 2½ Milliarden cbm (gleich 2½ cbkm), welche den Wasserspiegel des Bodensees bei rund 540 qkm Oberfläche um 3,7 m zu heben im stande sein würden. Man beabsichtigt indessen, im ganzen 41 derartige Sammelbecken anzulegen. Die Niederschlagsgebiete der vier fertigen Becken bilden 10,64 % des gesamten Niederschlagsgebiets des Mississippi bei St. Paul unterhalb der Mündung des Minnesota. Die Staudämme wurden aus Holzstämmen und starken Bohlen erbaut und durch Schüttsteine und Thonschlag, sowie zum Schutz gegen Feuersgefahr durch Prairie- und Waldfeuer mit Erddämmen bekleidet. Die Anlagen sollen indessen fernerhin nicht lediglich der Schiffahrt, sondern auch durch Verwendung der Wasserkraft zu gewerblichen Zwecken, sowie zur Bewässerung wasserarmer Gegenden, endlich auch zur Verminderung der Hochwasserschäden dienen. Die Baukosten der vier ausgeführten Dämme betragen für 1000 cbm aufgespeicherte Wassermenge 3,40 M., die Unterhaltungskosten desgleichen für 1000 cbm 20 Pf., sind also im Vergleich zu den Kosten der Staudämme künstlicher Sammelbecken in europäischen Ländern, deren Baukosten erheblich gröfser sind (vergl. Kap. III, § 7), sehr gering, wenn auch zu berücksichtigen bleibt, dafs die genannten Seen auch ohne die Staudämme ein grofses Fassungsvermögen besitzen.

B. Künstlich hergestellte stehende Gewässer.

§ 5. Künstliche Sammelbecken (Reservoire). Man versteht hierunter im weitesten Sinne des Wortes, soweit es sich um die Wasserbautechnik handelt, alle zur Ansammlung von Wasser dienenden, ganz oder teilweise künstlich hergestellten Anlagen. Hier sollen indessen nur diejenigen künstlichen Sammelbecken, welche als Binnengewässer aufzufassen sind und von den atmosphärischen Niederschlägen gespeist werden, zur Erörterung gelangen. Ihre Gröfse ist sehr verschieden, da sie von örtlichen Verhältnissen, vom Zweck und auch von der Art der Anlagen abhängt. Zweck der letzteren ist Aufspeicherung des Wassers behufs Nutzbarmachung desselben für Landwirtschaft, Industrie und Schiffahrt, sowie zur Versorgung von Städten und Ortschaften mit Wasser. In vereinzelten Fällen dienen sie auch neben ihrem Hauptzweck noch zum Schutze benachbarter Ortschaften gegen Hochfluten. Die künstlichen Anlagen beschränken sich meist nur auf Stauwerke, indem Herstellung des Sammelbeckens durch Ausgrabung nur bei kleineren teichartigen Becken erfolgt. Gröfsere Sammelbecken erfordern günstig gestaltete, natürliche Bodenvertiefungen, welche sich durch Dämme insoweit abschliefsen lassen, dafs ein für den bestimmten Zweck ausreichend grofses Becken entsteht, in welchem sich die atmosphärischen Niederschläge des Zuflufsgebiets anzusammeln vermögen. Handelt es sich nur um Vermehrung des Fassungsvermögens natürlicher stehender Gewässer durch Abschlufs- und Ringdämme, so wird hierdurch der Charakter solcher Gewässer nicht geändert, sie behalten vielmehr ihre Eigenschaften im wesentlichen bei und können als künstlich hergestellte Sammelbecken nicht angesehen werden. In der Regel versteht man unter künstlichen Sammelbecken nur diejenigen, welche erst infolge künstlicher Anlagen entstehen. Hierzu eignen sich am besten Thalschluchten, da es bei diesen nur des Abschlusses durch einen das Thal durchquerenden Damm bedarf, der im Verein mit der Thalschlucht das Becken bildet, in welchem sich die atmosphärischen Niederschläge des zugehörigen Wasserlaufgebietes ansammeln, soweit sie nicht zur Verdunstung, Versickerung und zum Abflufs in Leitungen des Dammes gelangen. Gewöhnlich führt der das Thal durchziehende Wasserlauf gröfsere Wasser-

mengen nur zur Zeit reicher atmosphärischer Niederschläge und beim Schmelzen des Schnees der Gebirge ab, ist aber in den übrigen Zeiten wasserarm oder auch ganz ohne Wasser. Die Dauer der Füllung des Beckens hängt von der Gröfse desselben, von der Ausdehnung des Niederschlagsgebiets, von der geologischen Beschaffenheit desselben, vom Klima und vom Wasserverbrauch, den der besondere Zweck der Anlage erheischt, ab. Da sich in dem Becken die von den Thallehnen zugeführten Schlamm- und Sinkstoffmassen ansammeln, ist zeitweise die Entleerung des Beckens zum Zweck der Reinigung und Erhaltung des Fassungsvermögens notwendig. Alle diese Verhältnisse bestimmen im wesentlichen auch die Menge Q des anzusammelnden Wassers, indem sich

$$Q = O\,(h - h_1 - h_2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 1.$$

ergiebt, wenn O den Flächeninhalt des nach Lage und Höhe des Abschlufsdammes in Betracht kommenden Niederschlagsgebiets, h die Regenhöhe, h_1 die Versickerungshöhe und h_2 die Verdunstungshöhe bezeichnen. Der Abschlufsdamm wird meist Staudamm oder auch Thalsperre genannt; seine Bauart mit den erforderlichen Wasserableitungsvorrichtungen werden im III. Kapitel näher erörtert, sodafs hier nur die wirtschaftliche Bedeutung dieser künstlich hergestellten stehenden Gewässer hervorzuheben ist.

Namentlich ist es die Landwirtschaft, welche in südlichen Ländern ihr Bestehen wesentlich den Sammelbecken verdankt, da ohne dieselben während des Sommers bei dem viele Monate hindurch anhaltenden Mangel an atmosphärischen Niederschlägen die zum Pflanzenwuchs erforderliche Feuchtigkeit nicht zu beschaffen sein würde. Man benutzt daher die Zeit der Niederschläge und Hochfluten zur Füllung der Becken. Auf diese Weise soll beispielsweise in Indien etwa 90% der Wassermenge sämtlicher Wasserläufe der Landwirtschaft dienstbar gemacht werden.[21]) Einzelne dieser Becken stammen noch aus den ältesten Zeiten und besitzen bedeutenden Fassungsraum. So nimmt dasjenige von Scholapur 62 Millionen und dasjenige bei Cholovaram sogar 100 Millionen cbm Wasser auf. Die Zahl der dort vorhandenen Sammelbecken ist sehr bedeutend und wird in der angegebenen Quelle allein für die Präsidentschaft Madras auf etwa 53 000 angegeben, von denen einige durch Staudämme bis zu 19 km Länge gebildet werden. Auch Algier ist wegen der in den Monaten Juni, Juli und August herrschenden völligen Trockenheit auf die Aufspeicherung der Hochfluten der Wasserläufe angewiesen. Letztere haben durchweg den Charakter der Wildbäche, schwellen sonach in der Regenzeit aufserordentlich an, während sie im Sommer gänzlich versiegen. Die meisten der dortigen künstlichen Becken sind schon in alter Zeit angelegt, einzelne gehören jedoch auch der Neuzeit an, unter denen das des Cheliff mit 5 Millionen und das der Habra, dessen massiver Staudamm von 35,6 m Höhe bei der Katastrophe i. J. 1881 durch einen wolkenbruchartigen Regen zerstört wurde (vergl. Deutsche Bauzeitung 1882, S. 14), mit 30 Millionen cbm Fassungsraum zu nennen sind. Zahlreiche Sammelbecken zu gleichem Zwecke besitzt auch Spanien[22]) namentlich in den südlichen Provinzen tropischen Klimas, wie Valenzia, Murcia und Granada, da sich auch hier ohne künstliche Bewässerung Vegetation nicht erzeugen würde, sowie die aus alter Zeit stammenden zu Tibi im Rio Monegro mit 44,58 m hohem massiven Staudamm und 3,7 Millionen cbm Fassungsraum und das in der Nähe von Elche mit ähnlichem Fassungsraum und 23,20 m hohem massiven Staudamm. Ersteres liefert das Bewässerungswasser für 3700, letzteres

[21]) Perels. Landwirtschaftlicher Wasserbau, 1877 und Hydraulic Manual by Lowis d.'A. Jackson. Part. II, 1875.

[22]) Ann. des ponts et chaussées 1881, No. 58.

für 12 000 ha Ackerland. Eins der gröfsen Sammelbecken ist dasjenige der Wasserversorgung von Madrid dienende von Villar im Lozoya-Flufs mit 20 Millionen cbm Fassungsraum bei 41,50 m Wassertiefe und massivem Staudamm. Das grofsartigste in ältester Zeit angelegte künstliche Sammelbecken bildete der behufs Aufspeicherung der Hochfluten des Nils zu Bewässerungszwecken in der trockenen Jahreszeit hergestellte Möris-See in Ägypten. Auch in den nördlichen Ländern Europas sind künstliche Sammelbecken, indessen nicht zu Bewässerungszwecken, angelegt worden. In diesen Ländern, namentlich in Deutschland, genügen die reichlichen atmosphärischen Niederschläge auch im Sommer zur Erzeugung und Erhaltung des Pflanzenwuchses, sodafs die Aufspeicherung von Hochfluten nur selten zur Bewässerung von Ackerflächen, hier und da wohl zur Bewässerung von Wiesen, im übrigen aber fast ausnahmslos zur Wasserversorgung grofser Städte, zu industriellen Anlagen[23]), zur Speisung von Schiffahrtskanälen und zur Speisung einzelner natürlichen Wasserläufe behufs Ermöglichung der intermittierenden Schiffahrt ins Werk gesetzt wird.

Einige der in Frankreich, Belgien und Deutschland angelegten künstlichen Sammelbecken sind in nachstehender Tabelle unter Angabe ihrer Gröfse und ihres Zwecks zusammengestellt.

Benennung und Ort des Sammelbeckens.	Oberfläche. ha	Fassungsraum. cbm	Zweck.
Furens (Frankreich)	9,5	1 600 000	Wasserversorgung für St. Etienne, Beschaffung von Triebwasser für Mühlen und Verminderung der Überschwemmung von St. Etienne.
Ternay (Frankreich)	27	2 500 000	Beschaffung von Triebwasser für Mühlen und Verminderung der Überschwemmung von Amonay.
Montaubry (Frankreich) . . .	125	5 078 000	Speisung des Kanals du Centre.
Mittersheim (Deutschland) . .	262	7 100 000	Speisung des Saar-Kohlen-Kanals.
Panthier[24]) (Frankreich) . . .	150	8 000 000	Speisung des Burgunder-Kanals.
Gileppe (Belgien)	80	12 240 000	Wasserversorgung für Verviers.
Settons (Frankreich)	400	22 000 000	Speisung der Yonne zur Ermöglichung der intermittierenden Schiffahrt.[25])

II. Fliefsende Gewässer (Wasserläufe).

§ 6. Arten. Sämtliche, auf dem Festlande der Erde vorhandenen, in natürlichen und künstlich hergestellten Gerinnen fliefsenden Gewässer sollen allgemein Wasserläufe genannt, darunter also nach § 1 sowohl Rinnen, Gräben, Bäche, Flüsse und Ströme, als auch Kanäle jeder Art verstanden werden. Wasserlauf ist sonach ein Gerinne mit fliefsendem Wasser. Das Gerinne heifst das Bett und es besteht dieses aus einer geneigten Bodenfläche, der Sohle, und aus zwei geneigten, den Wasserlauf begrenzenden Seitenflächen, den Ufern, bei denen nach der Richtung des abfliefsenden Wassers rechtes und linkes Ufer unterschieden werden. Ein Vertikalschnitt parallel, bezw. normal zur

[23]) Besonders hervorzuheben sind die Anlagen im Oberharze, welche das Triebwasser für 193 Wasserräder mit 2764 Brutto Pferdestärken liefern.

[24]) Aufserdem dienen zur Speisung des Burgunder-Kanals noch 4 Sammelbecken, darunter dasjenige von Grosbois mit 8 380 000 cbm Fassungsraum. Im ganzen erfordert der Kanal die Aufspeicherung von 30 Millionen cbm Speisewasser.

[25]) Ausführliche Mitteilungen über Anlage von Sammelbecken finden sich in Lagrené, Debauve und in der Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1867, S. 187 und 1882 (Abhandlungen von Hefs), sowie im III. und V. Kapitel.

Richtung des Wasserlaufs ergiebt sein Längenprofil, bezw. sein Querprofil. Die vom Wasser benetzte Fläche des Querprofils wird oben von der nahezu horizontalen Wasserspiegellinie, im übrigen aber vom sog. benetzten Umfang, d. h. von der unteren, meist unregelmäfsigen Sohlenlinie und den seitlichen nicht minder unregelmäfsigen, geneigten Uferlinien begrenzt.

Als Rinnen sind diejenigen kleinsten Wasserläufe zu bezeichnen, in denen sich auf das Festland der Erde entfallende atmosphärische Niederschläge, soweit sie nicht unmittelbar in den Boden eindringen, zunächst ansammeln und sodann dem vorhandenen Gefälle entsprechend fortbewegen. Sie entstehen auf allen geneigten Bodenflächen, auf denen atmosphärische Niederschläge niederfallen, im Laufe der Zeit selbst in felsigem Boden, indem die Schwerkraft das Wasser zur Fortbewegung auf dem Abhange veranlafst und zwar in derjenigen Richtung, in der sich dem Abflufs das geringste Hindernis entgegenstellt, hierbei aber das fliefsende Wasser die seiner lebendigen Kraft nicht widerstehenden Teile der Erdoberfläche angreift, ablöst, fortführt und so nach und nach in dieselbe Vertiefungen einschneidet, welche sich bei der, bezüglich der Form und Widerstandsfähigkeit ungleichmäfsigen, Beschaffenheit der Erdoberfläche in vielfach gewundenen, schlangenartigen Linien am Abhange hinziehen. So äufsert sich schon bei der Bildung des Rinnenbetts im kleinen die Wirkung des fliefsenden Wassers in derselben Weise, wie bei den Betten der gröfseren Wasserläufe, und nur der Grad der Wirkung ist ein verschiedener. Da die natürliche Rinnenbildung in manchen Fällen für die Benutzung des Bodens nachteilig und vielfach auch eine regelmäfsige Ableitung des Wassers in bestimmten Richtungen erforderlich oder zweckmäfsig ist, stellt man auch künstliche Rinnen her, und bezeichnet diese je nach ihrem besonderen Zweck mit Ent- und Bewässerungsrinnen, Riesel-, Verteilungs-, Sammel-Rinnen u. s. w. Sowohl die natürlichen, als auch die künstlichen Rinnen führen ihre Wassermengen gröfseren Recipienten, insbesondere den zunächst gröfseren Wasserläufen, namentlich den Gräben zu, welche unter verschiedener Benennung, als Ent- und Bewässerungsgräben, Zu- und Abflufsgräben, Speise-, Mühlgräben u. s. w., auftreten.

Bäche werden wieder vorzugsweise von Gräben, gleichzeitig aber auch von Rinnen und aufserdem nicht selten durch Quellen und Grundwasser gespeist. Je nach dem Charakter der Bäche und deren örtlichen Lage unterscheidet man Quell-, Regen-, Gletscher-, Wild- und Gebirgsbäche. Während Quellbäche in der Regel wenig wechselnde Wasserstände und das ganze Jahr hindurch eine ziemlich gleichbleibende Temperatur des Wassers zeigen, sind Regenbäche in beiden Beziehungen mehr oder weniger vielfachen, von der Menge und der Zeit des Regenfalls abhängigen Schwankungen ausgesetzt. Letztere sind auch den Gletscherbächen eigentümlich, doch treten bei ihnen die Schwankungen des Wasserstandes mehr periodisch ein, indem sie während des Winters nur geringe, während des Sommers aber zur Zeit der Eisschmelze monatelang erhebliche Wassermengen abführen. Wildbäche dagegen versiegen in trockner Jahreszeit nahezu ganz, häufig sogar vollständig, während Gebirgsbäche dauernd Wasser abführen. Beide Wasserläufe schwellen nach Regengüssen und zur Zeit der Schneeschmelze erheblich an und zwar erfolgt dies bei den Wildbächen viel schneller als bei den Gebirgsbächen, weil ersteren das von den steilen Abhängen in zahlreichen Rinnen ablaufende Wasser mit grofser Geschwindigkeit zufliefst. Bei dem meist sehr erheblichen Gefälle der Wildbäche, welches das der Gebirgsbäche weit überragt, führen sie von allen Wasserläufen die gröfsten und vergleichsweise auch die meisten Sinkstoffe, darunter selbst grofse Steine

und Felsblöcke mit sich. Aus diesen Gründen sind ihre Betten auch der Zerstörung und Umbildung mehr ausgesetzt, als die der Gebirgsbäche.

Indem Bäche sich zu gröfseren Wasserläufen vereinigen, in welche indessen auch Gräben und Rinnen direkt einmünden, entstehen Flüsse. Je nach ihrer Lage im Gebirgs-, Flach-, Küsten- oder Steppenlande unterscheidet man Gebirgs-, Niederungs-, Küsten- und Steppenflüsse, und je nach ihren bei der Schiffahrt in Betracht kommenden Eigenschaften schiffbare und nicht schiffbare Flüsse. Vielfach ist bei den Flüssen von ihrem Ober-, Mittel- und Unterlauf die Rede, ohne dafs sich bestimmte Grenzen zwischen diesen Teilen ziehen lassen. Nur die Endpunkte der Flüsse, ihre Quellen und Mündungen sind genau zu bezeichnen, insofern der Oberlauf mit der Quelle beginnt, der Unterlauf mit der Mündung endigt. Meist gehört der Oberlauf dem Gebirge, der Mittellauf dem Hügellande und der Unterlauf dem Flachlande an, jedoch kommen auch solche Flüsse vor, die fast ausschliefslich Hügel- oder Flachland durchziehen.

Gebirgsflüsse unterscheiden sich von Niederungsflüssen durch stärkeres Gefälle, durch häufiger und schroffer wechselnde Wasserstände, durch mehr und gröfsere Sinkstoffe, durch gröfsere Unregelmäfsigkeit der Betten und dadurch, dafs bei Gebirgsflüssen der mittlere Wasserstand nur von kurzer, bei Niederungsflüssen dagegen von längerer Dauer ist. Alle diese Eigenschaften sind der Schiffahrt mehr oder weniger nachteilig, sodafs Gebirgsflüsse gewöhnlich nicht schiffbar sind und auch in dieser Beziehung zu den meist schiffbaren Niederungsflüssen im Gegensatz stehen. Küstenflüsse sind diejenigen Flüsse, welche aus dem Küstengebiet gespeist werden und sich gewöhnlich schon nach kurzem Lauf ins Meer ergiefsen, Steppenflüsse aber solche, welche im Steppen- und Wüstensand versiegen.

Bezüglich der Schiffbarkeit läfst sich eine scharfe Unterscheidung zwischen schiffbaren und nicht schiffbaren Flüssen nicht wohl durchführen. Während nämlich im weitesten Sinne des Wortes als schiffbare Flüsse alle diejenigen gelten können, welche schwimmende Fahrzeuge zu tragen vermögen, kann im engeren Sinne von Schiffbarkeit nur bei den dem Transport gröfserer Lasten dienenden Wasserstrafsen die Rede sein.

In Frankreich bezeichnet man die natürlichen Wasserläufe ebenfalls ihrer Gröfse und Bedeutung nach als Gräben, Bäche, Flüsse und Ströme, hat aber aufserdem bezüglich der Flüsse, behufs Trennung des Privat- vom Staatseigentum, eine Einteilung in schiffbare, in flöfsbare und in weder schiff- noch flöfsbare Flüsse auf dem Wege der Gesetzgebung durchgeführt und die schiff- und flöfsbaren für Staats-, die übrigen für Privateigentum erklärt. Diese Einteilung schliefst indessen nicht aus, dafs auch einzelne der zur Zeit als weder schiff- noch flöfsbar geltenden Flüsse dennoch eine gewisse Schiffbarkeit besitzen oder eine solche durch künstliche Anlagen erlangen können.

Aus der Vereinigung von Flüssen, von denen die gröfseren auch wohl Hauptflüsse, die sich in dieselben ergiefsenden kleineren aber Nebenflüsse genannt werden, entstehen die gröfsten Wasserläufe des Binnenlandes, die in das Meer, in Meeresbuchten und Haffe einmündenden Ströme, welche sonach von sämtlichen, in ihrem Gebiet vorhandenen Wasserläufen gespeist werden. Aufser den Strömen münden aber auch kleinere Wasserläufe unmittelbar in das Meer.

Ströme sind wegen ihres geringen Gefälles, der meist sehr breiten und tiefen Betten und wegen ihrer lange anhaltenden mittleren Wasserstände ganz besonders zur Schiffahrt geeignet. Je mehr sie sich der Mündung nähern, desto geringer wird ihr Gefälle, desto regelmäfsiger ihr Wasserstand. Sie führen dem Meere erhebliche Wasser-,

Sand- und Schlickmengen zu und lagern diese Sinkstoffe vorzugsweise in oder vor ihren Mündungen ab, letzteres weil daselbst verschiedene Strömungen zusammentreffen. Indem nämlich das Meer bei Anschwellungen zeitweise in das Strombett eindringt, bildet sich ein eingehender, beim Rücklauf aber ein durch die inzwischen angestaute Wassermenge des Stromes verstärkter, ausgehender Strom. Beide Strömungen treffen in oder vor der Mündung mit den Meeresströmungen, insbesondere mit dem sog. Küstenstrom und mit Wassermassen zusammen, deren Bewegung durch Wind und Wellen erzeugt ist, zerstören hierbei gegenseitig ihre lebendige Kraft, infolge dessen das Wasser einen Teil der mitgeführten Sinkstoffe nicht weiter fortbewegen kann und diesen nunmehr niederschlägt. — Münden Ströme in Meere, welche der Ebbe und Flut unterliegen, so nennt man sie innerhalb ihres Flutgebiets Tideströme oder Ästuarien. In diesen steigt die Flutwelle des Meeres als Flutstrom solange aufwärts, bis ihre lebendige Kraft vernichtet ist, um sodann als Ebbestrom wieder zurückzufliefsen. Bezüglich der Bildung von Deltas bei Strommündungen vergl. § 14.

Kanäle endlich sind Wasserläufe mit künstlich hergestellten Betten (vergl. § 16). Je nach ihrem Zweck unterscheidet man Wasserversorgungs-, Entwässerungs-, Bewässerungs-, Werk- und Schiffahrtskanäle. Kanäle, welche für die Zwecke der Wasserversorgung und der Bewässerung angelegt werden, haben entweder unbedeckte oder bedeckte Betten, welche im ersten Falle, in ihren Wandungen mehr oder weniger befestigt, als Rinnen und Gräben in und über dem Terrain, im zweiten Falle als gemauerte oder aus Thon, Cement, Asphalt und Metallen hergestellte Röhren u. s. w. unter dem Terrain liegen. Entwässerungskanäle, welche in Städten angelegt werden, haben in der Regel bedeckte, solche dagegen, welche der Landwirtschaft dienen, unbedeckte Betten. Das letztere ist auch bei den Werkkanälen (Mühlgräben) der Fall. Die bedeckten und die unbedeckten Kanäle mit natürlichem Gefälle in Verein mit den gefüllten und unter Druck stehenden Rohrleitungen werden auch Wasserleitungen genannt. Die Besprechung der betreffenden Einzelheiten ist Gegenstand des IV. Kapitels. Auch die Schiffahrtskanäle und die mit ihnen verwandten Flofskanäle erfordern eine besondere Besprechung, welche in der zweiten Abteilung dieses Werkes erfolgen wird.

A. Natürliche Wasserläufe.

§ 7. Allgemeine Eigenschaften. Wenngleich sich die in § 6 genannten natürlichen Wasserläufe bezüglich ihrer Gröfse, Bedeutung, Beschaffenheit und Wirkung dem Grade nach wesentlich unterscheiden, so stimmen sie doch in ihren allgemeinen Eigenschaften überein.

Jeder natürliche Wasserlauf wird durch atmosphärische Niederschläge gespeist und in jedem einzelnen Falle hängt die Speisemenge von der Gröfse, der Beschaffenheit und der geographischen Lage des Gebiets, auf das die Niederschläge entfallen, sowie von denjenigen meteorologisch-hydrographischen Einflüssen ab, welche sich in dem betreffenden Gebiete geltend machen. Überall jedoch gelangt nicht die gesamte Menge der atmosphärischen Niederschläge in den Wasserläufen zum Abflufs, vergl. § 8. Da jene Niederschläge weder der Zeit und Menge nach gleichmäfsig auf das Niederschlagsgebiet entfallen, noch auch gleichmäfsig zum Abflufs gelangen, unterliegen die Wasserstände und Wassermengen der Wasserläufe einem häufigen Wechsel. Der Abflufs erfordert Gefälle, weil nur dort, wo dieses vorhanden ist, die Schwerkraft die Bewegung des Wassers zu bewirken vermag. Indem die Wassermasse infolge der Schwerkraft die

geneigte Ebene des Betts mit einer dem Gefälle entsprechenden Geschwindigkeit hinabfliefst, wird lebendige Kraft, auch Stromkraft oder hydraulisches Vermögen genannt, erzeugt, welche die erreichbaren nicht widerstandsfähigen Teile der Erdoberfläche angreift, sie allmählich oder plötzlich ablöst und sie als Sinkstoffe mehr oder weniger in Bewegung setzt. Auf diese Weise wird bewirkt, dafs die Wasserlaufbetten sich sehr oft durch stetige „Erosion" in die Erdoberfläche einschneiden. Sonach gehört zu den allgemeinen Eigenschaften der Wasserläufe die Speisung, der Wechsel des Wasserstandes und der Wassermenge, das Gefälle, die Bewegung und Geschwindigkeit des Wassers, die Bildung und Bewegung der Sinkstoffe, die Bildung und stete Umgestaltung der Betten, sowie endlich bei den der Einwirkung des Frostes unterliegenden Wasserläufen der Eisstand und Eisgang.

Die Erörterungen über die vorstehend genannten allgemeinen Eigenschaften der natürlichen Wasserläufe sind in den nachfolgenden Paragraphen 8—15 und bezüglich der Bewegung des fliefsenden Wassers im dritten Abschnitt dieses Kapitels enthalten.

§ 8. Speisung. Die Speisung der natürlichen Wasserläufe erfolgt durch die auf ihre Niederschlagsgebiete (Zuflufs- oder Einzugsgebiete) entfallenden atmosphärischen Niederschläge nur insoweit, als letztere durch Verdunstung, Versickerung, pflanzliche Aufsaugung und Ansammlung in Vertiefungen des Festlandes den Wasserläufen nicht entzogen werden. Bezeichnet man den Teil der Niederschläge, welcher nicht zur Speisung der Wasserlaufbetten gelangt, mit Verlustmenge, so ist diese gleich dem Unterschiede der Niederschlags- und der Speisemenge. Eine genaue Ermittelung der Einzelheiten des Vorgangs bei der Speisung der Wasserläufe ist undurchführbar, weil einerseits ein Teil der atmosphärischen Niederschläge in das Erdinnere eindringt, dort zunächst Quellen und unterirdische Gewässer speist und von diesen aus zeitweise mehr oder weniger wieder in die offenen Wasserläufe gelangt, daher zur Speisung derselben ebenfalls beiträgt, weil andererseits aber auch die unterirdischen Gewässer zeitweise von den oberirdischen gespeist werden. Letzteres ist beispielsweise der Fall beim Anschwellen der Wasserläufe und trägt alsdann zu dem Steigen des Grundwassers in der Nähe derselben bei. Bei dieser Wechselwirkung zwischen den ober- und unterirdischen Gewässern sind sonach Messungen der in den Wasserläufen zur Zeit der Messung offen abfliefsenden Wassermengen zur Beantwortung der Frage, welcher Teil der Niederschlagsmenge thatsächlich zur Speisung der Wasserläufe verwendet wird, mit Vorsicht zu benutzen. Dieser Umstand ist bei derartigen Ermittelungen bisher nicht genügend berücksichtigt worden, seine Bedeutung ergiebt sich aber u. a. aus den Erfahrungen an der kanalisierten Seine, wonach zur Zeit der Anstauung des Wassers durch Stauanlagen ein erheblicher Teil der Speisemenge in den Grundwasserstrom gedrängt wird und dort zum Abflufs gelangt.

Dafs die Niederschläge je nach Jahreszeit, Verdunstung und Versickerung sehr ungleichmäfsig abgeführt werden, ist u. a. von Sasse in seiner Schrift über die Wasserabnahme (Halle 1880) durch Zusammenstellung der mittleren Regenhöhe und des mittleren Abflusses durch die Oder bei Oppeln in der Zeitperiode von 1850—1865 nachgewiesen. Danach betrug:

	Jan.	Febr.	März.	April.	Mai.	Juni.	Juli.	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.
1. der Regenfall in rheinl. Zoll . .	1,224	1,257	1,348	1,438	2,306	3,130	3,514	4,384	2,275	1,578	1,227	1,128
2. Abflufs durch die Oder . . .	1,055	1,258	1,631	1,673	0,896	0,716	0,823	0,929	0,602	0,454	0,570	0,871
d. i. in Prozenten des Regens .	86	100	121	116	39	23	23	21	26	29	45	77

Im allgemeinen hängt die Speisemenge der Wasserläufe von meteorologischen Vorgängen und von der Gröfse, Gestaltung, Beschaffenheit und geographischen Lage ihrer Niederschlagsgebiete ab.

Indem hinsichtlich der meteorologischen Vorgänge auf die in Kapitel I aufgenommenen Erörterungen Bezug genommen wird, erübrigen hier nur noch diejenigen über die Gröfse, Gestaltung, Beschaffenheit und geographische Lage der Niederschlagsgebiete, wobei indessen zu berücksichtigen sein wird, dafs die Kenntnis des Einflusses dieser Faktoren auf die Speisemenge der Wasserläufe zur Zeit schon deshalb noch eine lückenhafte ist, weil die bisher angestellten Beobachtungen zu dürftig sind und zu geringe Flächen des Festlandes umfassen, daher zur Ableitung allgemeiner Gesetze bei weitem nicht ausreichen. Eine Förderung dieser Kenntnis ist nur dann zu erwarten, wenn auf methodisch über ausgedehnte Gebiete der Erdoberfläche verteilten meteorologischen und hydrologischen Stationen in langen Zeitepochen genaue Beobachtungen gesammelt und diese durch wissenschaftliche Behandlung aufgeklärt sein werden.

Die Gröfse der Niederschlagsgebiete wird durch die Lage der Wasserscheiden bedingt. Je nachdem dieselben die Niederschlagsgebiete der Meere, Binnenseen, Ströme, Flüsse, Bäche, Gräben und Rinnen scheiden, nennt man sie entsprechend die Wasserscheiden der betreffenden Gewässer und bezeichnet auch ähnlich die Niederschlagsgebiete der Wasserläufe als Stromgebiete, Flufsgebiete u. s. w. Mit der Gröfse des Gebiets wächst im allgemeinen die Niederschlagsmenge und auch die Speisemenge der zugehörigen Wasserläufe, sofern andere Einflüsse keine Abweichung veranlassen. Je länger die Wasserläufe, desto gröfser sind auch in der Regel die Niederschlagsgebiete, wie aus nachstehendem erhellt, wonach

die Mosel	bei	525	km	Länge	ein	Niederschlagsgebiet	von	etwa	29 500	qkm
die Memel	„	896	„	„	„	„	„	„	112 000	„
die Oder	„	940	„	„	„	„	„	„	115 560	„
die Weichsel	„	1050	„	„	„	„	„	„	184 700	„
der Rhein	„	1295	„	„	„	„	„	„	180 385	„
der Lorenzstrom mit Einschlufs der Seen	„	3350	„	„	„	„	„	„	1 375 000	„
der Nil	„	6240	„	„	„	„	„	„	3 000 000	„
und der Mississippi	„	7275	„	„	„	„	„	„	3 380 000	„

besitzen. Nur der Rhein macht hierbei im Vergleich zur Weichsel eine durch geologische Verhältnisse bedingte Ausnahme. Aufser der Gröfse der Niederschlagsgebiete ist ferner ihre äufsere Gestaltung[26]) in Bezug auf Neigung des Geländes gegen den Horizont von Einflufs auf die Speisemenge, indem die atmosphärischen Niederschläge um so schneller und reichlicher in die Wasserläufe gelangen, je stärkeres Gefälle in den Gebieten vorhanden ist. Sodann kommt auch die Beschaffenheit der Gebiete insofern in Betracht, als dieselbe den Wasserabflufs begünstigen oder behindern, oder auch ein Versickern des Wassers in das Erdinnere zur Folge haben kann. Während der Wildbach in seinem, meist aus steilen Felsabhängen bestehenden Gebiete fast durch die gesamte Niederschlagsmenge sehr schnell gespeist wird, gelangt in den Niederungsflufs von dessen sanft geneigtem, mit Alluvialschichten bedecktem Gebiet nur ein verhältnismäfsig kleiner Teil der Niederschlagsmenge und auch dieser nur langsam, da ein grofser Teil in das Erdinnere eindringt, die offen abfliefsende Wassermenge aber behindert wird und nur geringe Geschwindigkeit besitzt. Auch bewaldete Flächen verzögern den Wasserabflufs und verringern insofern zeitweise auch die Speisemenge der Wasserläufe. Andererseits vermögen indessen Waldungen auch die Regenmenge, somit also auch die Speisemenge zu vermehren, da sie kühle, mit Wasserdampf gesättigte Luftschichten erzeugen, welche beim Aufsteigen

[26]) Blohm. Einflufs der äufseren Bodengestaltung u. s. w. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1858, S. 23.

Ausscheidung von Wasser veranlassen. Ist nun auch der Einfluſs des Waldes auf die Speisemenge der Wasserläufe noch nicht genügend aufgeklärt, so ist doch dieser Einfluſs im allgemeinen in denjenigen Wasserlaufgebieten, bei denen es auf eine nachhaltige Speisung der Wasserläufe und einen verzögerten Abfluſs der Niederschläge ankommt, ein günstiger. Unaufgeklärt ist auch noch der Einfluſs, den die Aufsaugung der Bäume des Waldes auf die Verringerung der Speisemenge ausübt. Bei einzelnen Baumarten, u. a. bei Gummibäumen, soll[27]) die Aufsaugung von Wasser so erheblich sein, daſs man, beispielsweise in Italien, in neuerer Zeit derartige Bäume als Entwässerungsmittel in sumpfigen Gegenden versuchsweise angepflanzt hat.

Endlich ist noch die geographische Lage der Niederschlagsgebiete für die Speisemenge der Wasserläufe von besonderer Bedeutung, weil hiervon die Temperatur der Luft und das Maſs der Verdunstung der Niederschläge abhängt. Während beispielsweise die mittlere Temperatur für Berlin 9° C. und die jährliche Verdunstung 70,38 cm beträgt, ist erstere für Marseille 14,1° C. und letztere 230,09 cm, die durch Verdunstung herbeigeführte Verlustmenge also hier mehr als dreimal so groſs als dort. Infolge der höheren Temperatur sind denn auch die Wasserbetten in südlichen Ländern im Vergleich zu denen des Nordens während des Sommers wasserarm, vielfach sogar ganz trocken.

Die Verschiedenartigkeit der vorbesprochenen Einflüsse macht es erklärlich, daſs die über das Verhältnis der Abfluſsmenge zur Niederschlagsmenge bisher angestellten Beobachtungen selbst innerhalb ein und desselben Wasserlaufgebiets oft wenig übereinstimmende Resultate geliefert haben. So werden nach Möllendorf[28]) in Deutschland im Mittel 47,4% der Jahresniederschläge durch die offenen Wasserläufe abgeführt, wobei die Grenzen zwischen 28,1 und 71,6% liegen, während nach Gräve[29]) nachstehend benannte deutsche Flüsse im Durchschnitt nur 31,4% der jährlichen Regenmenge und bei mittlerem Wasserstande die angegebenen Wassermengen abführen, und zwar:

der Rhein bei Koblenz . . .	38,5%	mit	1220	cbm Wassermenge i. d. Sekunde
die Weser bei Minden . . .	37,0%	„	157	„ „ „ „
die Memel bei Tilsit . . .	32,5%	„	600	„ „ „ „
die Elbe bei Torgau . . .	30,0%	„	330	„ „ „ „
die Weichsel bei Montauer Spitze	29,0%	„	937	„ „ „ „
die Oder bei Steinau . . .	27,0%	„	136	„ „ „ „
die Warthe an der Mündung	21,0%	„	190	„ „ „ „

und es fällt bei diesen Flüssen häufig das Maximum der Abfluſsmenge in die Zeit des Minimums der Regenmenge.

Nach Harlacher gelangten im Jahre 18⁷¹/₇₂ nur etwa 25% der Niederschlagsmenge in die Flüsse und Ströme Böhmens, während nach Pralle[30]) in der Ilmenau, deren Fluſsgebiet von den Quellen bis Bardowiek 163,7 qkm groſs ist, in den Wintermonaten 46%, in den Sommermonaten 23,5%, im Jahresmittel 32,5%, nach Michaëlis, Zeitschr. f. Bauw. 1883, im westfälischen Becken aber 39,4% der Niederschläge abflieſsen und nach Berechnungen von Charles Grad[31]) die Abfluſsmenge der Ill bei Straſsburg

[27]) Markus. Landwirtschaftliches Meliorationswesen in Italien. Wien 1881.

[28]) Regenverhältnisse Deutschlands. Görlitz 1862.

[29]) Wasserreichtum der deutschen Ströme. Civiling. Bd. XXV, Heft 8.

[30]) Vergl. ferner Pralle. Bestimmung der abgeführten Niederschlagsmengen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1877, S. 78.

[31]) Comptes rendus de l'Academie des sciences, 1866 und Zeitschr. d. österr. Gesellschaft für Meteorologie, Bd. VII, S. 251.

1856 = 36% der Niederschlagsmenge, und zwar im Winter 53%, im Sommer aber nur 18% betragen hat. Diese Ergebnisse stimmen annähernd mit einzelnen in Frankreich ermittelten überein, wonach die Seine bei Paris[32]) 33 1/3% und die Saône 38% der Regenmenge abführen.

Andere Autoren geben für die Seine bei Paris 29%, für die Saône bei Trevoux 53% und bei Lyon 50% an. Amerikanische Flüsse sollen nach Humphreys und Abbot 15—90% der Regenmenge abführen, und zwar: der Missouri 15%, der Ohio und Mississippi 24%, der Schuylkill 40% und die kleineren Nebenflüsse bis 90%, während für englische Flüsse 39,8% angegeben werden. Sehr erheblich ist die Abflufsmenge in den Wasserläufen der Schweiz. So soll die Aare bei Aaren[33]) 82% der Niederschlagsmenge abführen.

Das Verhältnis der Abflufsmenge zur Niederschlagsmenge im Gebiete des Sees von Gondrexange nach Beobachtungen aus den Jahren 1854 und 1855 ist 0,555 bezw. 0,429, im Mittel = 0,493. An der französischen Nied und der deutschen Nied, zwei Bächen, deren Wasserverhältnisse gelegentlich der Vorarbeiten des Mosel-Saar-Kanals näher untersucht sind, hat man für das Jahr vom 1. Juli 1873 bis dahin 1874 das in Rede stehende Verhältnis zu 0,276 bezw. 0,288 ermittelt. In den einzelnen Monaten des bezeichneten Jahres ergaben sich die nachstehend vermerkten Verhältniszahlen:

	1873						1874					
	Juli.	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Jan.	Febr.	März.	April.	Mai.	Juni.
Französische Nied	0,162	0,076	0,079	0,246	0,235	0,947	1,254	0,764	0,369	0,196	0,194	0,047
Deutsche Nied .	0,099	0,049	0,104	0,237	0,237	1,228	0,871	0,746	0,502	0,463	0,079	0,075

Man ersieht hieraus, wie die Niederschläge in den einzelnen Monaten in einer sehr ungleichmäfsigen Weise zum Abflusse gelangen, was auch durch die auf S. 80 mitgeteilten, an der Oder angestellten Beobachtungen bestätigt wird.

Hierher gehören auch noch die Versuche, unmittelbar aus der Gröfse des Zuflufsgebietes und aus der zugehörigen Regenhöhe unter Berücksichtigung der Versickerung und Verdunstung die Wassermenge des betreffenden Stromes zu berechnen. So hat Lauterburg[34]) eine Methode aufgesucht, um die minimale, mittlere und maximale Abflufsmenge jedes beliebigen Stromes an jeder beliebigen Stelle aus den Hauptzuständen, der Gröfse und Niederschlagsmenge des betreffenden Stromgebietes ohne weitere Kenntnis des dortigen Gefälles oder des Querprofils oder der Wassergeschwindigkeit zu bestimmen, während Iszkowski im „Beitrag zu den Induktionsformeln für die Bestimmung der Niedrigst-, Normal- und Höchstwassermengen auf Grund kennzeichnender Merkmale der Flufsgebiete“ (vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 197—198 und 1886, S. 69—98) die Feststellung des Wertes für den Koefficienten K in dem Ausdruck $Q_1 = K \cdot c_m h \cdot F$ behandelt,

[32]) Frauenholz. Das Wasser. München 1881.

[33]) Die meteorologischen Beobachtungen der Schweiz. Zürich 1872, Bd. VII. — Bedeutende Abflufsmengen haben auch die im Eschbach-Thale bei Remscheid angestellten Messungen ergeben. Vergl. Intze. Bessere Ausnutzung der Gewässer und Wasserkräfte. Berlin 1889. S. 57.

[34]) Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 315, Allg. Bauz. 1872, S. 28 und R. Lauterburg. Versuch zur Aufstellung einer allgemeinen Übersicht der aus Gröfse und Beschaffenheit der Flufsgebiete abgeleiteten schweizerischen Stromabflufsmengen, gestützt auf die meteorologischen und hydrometrischen Beobachtungen der Schweiz. 2. Aufl., Bern 1876, sowie Anleitung zur Berechnung der Quellen und Stromabflufsmengen. Allg. Bauz. 1887, S. 9, 17 u. 27.

worin Q_1 die gewöhnliche sekundliche Niederwassermenge in cbm,
K den wirklichen Abflufskoefficienten des Niederwassers,
c_m den mittleren wirklichen Jahresabflufs-Koefficienten,
h die mittlere jährliche Regenhöhe in m und
F die Fläche des Flufsgebietes in qkm bedeuten.

Auf Grund von tabellarischen Nachweisungen für 18 Flufsgebiete der Schweiz und von Beobachtungen der mittleren Regenmengen, sowie der kleinsten mittleren und gröfsten sekundlichen Abflufsmengen für die Zeit 1863/64 bis 1871 wird erläutert, dafs der den Flüssen Weser, Elbe, Oder, Warthe, Memel und Weichsel unmittelbar entnommene und als konstant erwiesene Koefficient $K = 0{,}014$ auch bei den schweizerischen gletscherfreien Flufsgebieten giltig bleibt.

Auch Vodicka ermittelt aus der Gröfse des Niederschlagsgebiets die Hochwassermenge (vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 227 u. 231).

Franzius empfiehlt nachstehende, von ihm aufgestellte Tabelle.[35])

Deutsche Flüsse führen i. d. Sekunde und f. d. Quadratkilometer Zuflufsgebiet	bei kleinstem Wasser cbm	bei gröfstem Wasser cbm	Verhältnis beider rund	Bemerkungen.
nahe bei den Quellen in gebirgiger Gegend (nicht Gletscher)	0,002—0,004	0,35—0,60	1 : 150	Grofser Niederschlag, rascher und voller Abflufs.
in bergiger oder steiler hügeliger Gegend	0,002	0,18—0,23	1 : 90	Mäfsiger Niederschlag, rascher Abflufs.
in nicht steiler hügeliger Gegend	0,0018	0,12—0,18	1 : 75	Mäfsiger Niederschlag, langsamer, unvollkommener Abflufs.
in flacher Gegend	0,0016	0,06—0,12	1 : 50	Kleiner Niederschlag, langsamer unvollkommener Abflufs.
in flacher, sandiger oder mooriger Gegend	0,0012—0,0015	0,035—0,06	1 : 35	Kleiner Niederschlag, grofsenteils absorbiert.

Nach Hefs kann man die in kleineren deutschen Flüssen zum Ablauf gelangende Wassermenge im Maximum zu 0,027 cbm f. d. qkm Niederschlagsgebiet annehmen.

Bei einer genauen Vergleichung der Gröfse und Niederschlagsmenge eines Stromgebietes mit der Wassermenge des zugehörigen Stromes zeigt sich allerdings ein Zusammenhang zwischen dem Zuflufsgebiete und den meteorischen Niederschlägen einerseits und der Wassermenge andererseits vielfach nicht. Vielmehr ergeben die den Wasserstand bezw. die Regenmenge darstellenden Kurven in den einzelnen Monaten keinen Parallelismus. So steigt z. B. die Rheinwasserhöhe nicht mit dem zunehmenden Niederschlage, es fällt vielmehr im Winter die kleinste Regenmenge mit dem höchsten Wasserstande zusammen; im Sommer findet der umgekehrte Fall statt. Die Regenmenge im Winter verhält sich zu jener im Sommer wie 5 : 8, der Sommerwasserstand zum Winterwasserstand wie 12 : 11. — Allein ein solcher unmittelbarer Vergleich ist unzulässig. Man mufs nämlich gleichzeitig die Menge des verdunstenden Wassers und die Zu- und Abnahme des Wasservorrates im Laufe des Jahres mit in Rücksicht ziehen. Thut man dies, so stimmen die aus den beobachteten Mengen des Niederschlages und des verdunsteten Wassers berechneten Zahlreihen sehr deutlich mit den aus den Pegelbeobachtungen abgeleiteten mittleren Wasserständen überein. (Vergl. hierüber: Prestel, M. Die Regenverhältnisse des Königreichs Hannover. Emden 1864. Ferner: Prestel, M. Die Änderung des Wasserstandes der Flüsse und Ströme in der jährlichen Periode u. s. w. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 411.)

[35]) Handbuch der Baukunde. III. Baukunde des Ingenieurs, 2. Heft, Der Wasserbau, S. 159.

§ 9. Wechsel des Wasserstandes. Nach den Erörterungen in Kapitel I ist die in Wasserlaufgebieten beobachtete Regenhöhe eine sehr veränderliche, je nachdem sich Witterungs- und sonstige Verhältnisse geltend machen. Dementsprechend ist auch die Speisung der Wasserläufe eine ungleichmäfsige und es zeigt sich dies zunächst in dem häufigen Wechsel des Wasserstandes. Derselbe erhält sich nur selten im sog. Beharrungszustande, d. h. in ein und derselben Lage.

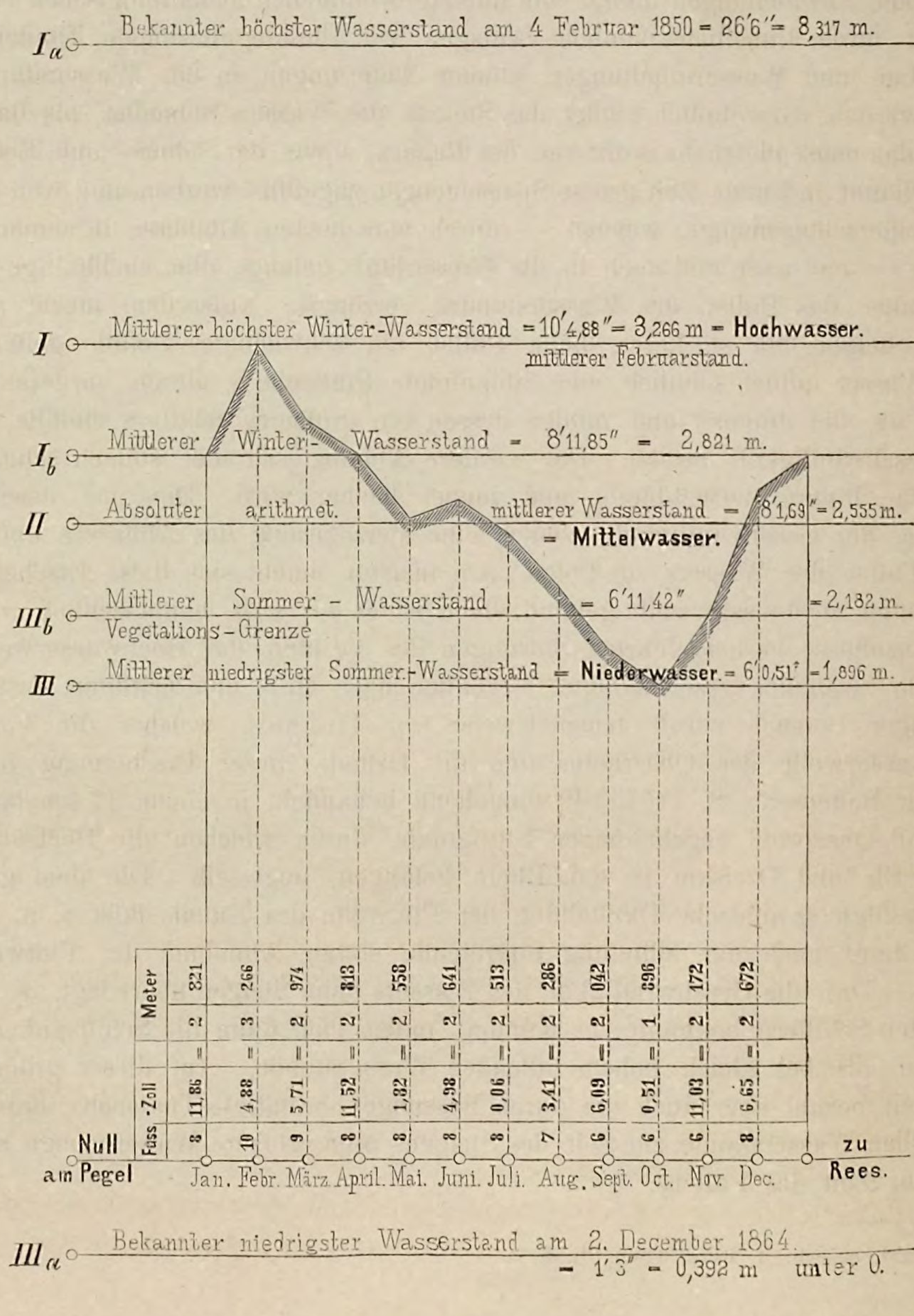
Unter Wasserstand versteht man, wie bei den stehenden Gewässern, so auch bei den Wasserläufen die Höhenlage des Wasserspiegels. Diese Höhenlage wird an Pegeln beobachtet (vergl. § 21) und nimmt im allgemeinen mit Vermehrung der Speisemenge zu und mit Verminderung derselben ab. Ersteres nennt man das Steigen, letzteres das Fallen des Wassers. Das Steigen und Fallen unterliegt einer gewissen Gesetzmäfsigkeit, die indessen nach den bisherigen Beobachtungen nur insoweit ermittelt worden ist, als sie durch periodisch eintretende Witterungsverhältnisse bedingt wird. Zeitweise treten aber auch plötzliche Abweichungen infolge von aufsergewöhnlichen meteorologischen Vorgängen auf. Selbst durch künstliche bauliche Anlagen, wie Flufsregulierungen, Eindeichungen, Sammelbecken und Wasserableitungen können Änderungen in den Wasserständen herbeigeführt werden. Gewöhnlich erfolgt das Steigen des Wassers schneller, als das Fallen, weil durch das meist plötzliche Auftreten des Regens, sowie der Schnee- und Eisschmelze den Wasserläufen in kurzer Zeit grofse Speisemengen zugeführt werden, und weil derjenige Teil der Niederschlagsmenge, welcher — durch verschiedene Einflüsse in seinem Abflufs aufgehalten — erst nach und nach in die Wasserläufe gelangt, eine nachhaltige Speisung bewirkt, daher das Fallen des Wasserstandes verzögert. Aufserdem macht sich aber auch beim Steigen ein stärkeres, beim Fallen ein schwächeres Gefälle geltend. Das steigende Wasser bildet nämlich eine ablaufende Flutwelle[36]), deren vorderer Abhang steiler ist, als der hintere und infolge dessen ein gröfseres relatives Gefälle und eine gröfsere Geschwindigkeit besitzt. Der vordere Abhang schreitet sonach schneller vor, während der hintere zurückbleibt und immer flacher wird. Dies hat daselbst eine Verringerung der Geschwindigkeit, sonach eine Verzögerung des Abflusses und ein allmähliches Fallen des Wassers zur Folge. Am meisten macht sich diese Erscheinung bei der ablaufenden Hochwasserwelle geltend, doch ist es bis jetzt, hauptsächlich wegen der durch Seitenzuflüsse herbeigeführten Störungen des Verlaufs der Hochwasserwelle, nicht gelungen, ihr zweifellos gesetzmäfsiges Verhalten nach Mafs und Zeitdauer festzustellen. Ein derartiger Versuch wurde beispielsweise von Honsell, welcher die Verflachung der Hochwasserwelle des Oberrheins und die Gründe dieser Erscheinung in seinem Werke „Der Bodensee“, S. 147—149 eingehend behandelt, in einem 12 km langen, im Längen- und Querprofil regelmäfsigen Flutkanale, durch welchen die Hochwasser der vereinigten Elz und Dreisam in den Rhein gelangen, angestellt. Die dem genannten Werke beigefügte graphische Darstellung der Flutwelle des Kanals läfst u. a. auch die bei ihrem Lauf nach der Mündung eintretende stetige Abnahme der Flutwellenhöhe erkennen. — Dafs die Geschwindigkeit des Wassers beim Steigen überwiegt, ist übrigens auch eine den Schiffern bekannte Erscheinung, indem sich dann die Schiffsanker leichter lösen lassen, als bei gleich hohem fallenden Wasserstande. Auf dieser gröfseren Geschwindigkeit beruht aber auch die durch Messungen bestätigte Thatsache, dafs bei ein und demselben Wasserstande zur Zeit des Steigens eine gröfsere Wassermenge abgeführt wird, als zur Zeit des Fallens.

[36]) Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1868, Bl. E.

Der Wechsel des Wasserstandes in Wasserläufen läſst sich am besten aus den sog. Wasserstandskurven — graphischen Darstellungen methodisch zusammengestellter Ergebnisse von Wasserstandsbeobachtungen — erkennen, und es ergeben sich aus diesen auch die für Schiffahrt und die Landeskultur wichtigsten Wasserstände. Wasserstandskurven erhält man durch Auftragen der Beobachtungszeiten als Abscissen und der beobachteten Wasserstände als Ordinaten. Unter Annahme des Tages als Einheit für die Beobachtungszeit erhält man zunächst für jeden Monat die Monats-Wasserstandskurve, während die Jahres-Wasserstandskurve durch Verwendung des Monats als Einheit und der zugehörigen mittleren Monatswasserstände erhalten wird. Ähnlich wie die Jahres-Wasserstandskurven werden mit Nutzen auch solche konstruiert, welche die mittleren Monatswasserstände einer längeren, etwa 30- bis 50jährigen Periode darstellen.

Fig. 2.

Wasserstandskurve des Rheinstroms am Pegel zu Rees für die Jahre 1823 bis einschl. 1871.



In Fig. 2 ist eine Wasserstandskurve des Niederrheins am Pegel zu Rees für eine 49 jährige Zeitperiode nach den Ergebnissen der folgenden Tabelle dargestellt.

Ergebnisse der Pegelbeobachtungen des Rheinstroms zu Rees.

Tabelle der mittleren Monatswasserstände des Rheinstroms am Pegel zu Rees, nach den täglichen Beobachtungen in 49 Jahren von 1823 bis einschl. 1871.

(Mittel von 588 Monatsmitteln = 17 897 Tagesmitteln.)

Monate.	Mittlerer Pegelstand auf 0 am Pegel bezogen				Mittlerer Pegelstand auf das absolute Mittel = 8′ 1,69″ aus 588 Monatsmitteln bezogen				Bemerkungen.
	unter 0		über 0		unter dem absoluten Mittel		über dem absoluten Mittel		
	Fufs.	Zoll.	Fufs.	Zoll.	Fufs.	Zoll.	Fufs.	Zoll.	
Januar	—	—	8	11,86	—	—	0	10,17	1. Der höchste Punkt der Kurve = 10′ 4,88″ (3,266 m) Februar-Mittel = mittlerer höchster Winterwasserstand = Hochwasser.
Februar	—	—	10	4,88	—	—	2	3,19	
März	—	—	9	5,71	—	—	1	4,02	
April	—	—	8	11,52	—	—	0	9,83	2. Der mittlere Winterwasserstand = 8′ 11,85″ (2,821 m).
Mai	—	—	8	1,82	—	—	0	0,13	
Juni	—	—	8	4,98	—	—	0	3,29	3. Der tiefste Punkt der Kurve = 6′ 0,51″ (1,896 m) Oktober-Mittel = mittlerer niedrigster Sommerwasserstand = Niederwasser.
Juli	—	—	8	0,06	0	1,63	—	—	
August	—	—	7	3,41	0	10,28	—	—	
September . . .	—	—	6	6,09	1	7,60	—	—	4. Der mittlere Sommerwasserstand = 6′ 11,42″ (2,182 m) = Vegetationsgrenze.
Oktober	—	—	6	0,51	2	1,18	—	—	
November . . .	—	—	6	11,03	1	2,66	—	—	5. Das absolute arithmetische Mittel aller 588 Monatsmittel von 1823 bis einschl. 1871 = 8′ 1,69″ (2,555 m) = Mittelwasser.
Dezember . . .	—	—	8	6,15	—	—	0	4,46	
Summe . . .			97	8,02	5	11,35	5	11,09	
			: 12 =		: 5		: 7		
			Mittel aller 12 Monate gemittelt = 8′ 1,69″ (2,555 m) = absolutes Mittel von 49 Jahren.		— 1′ 2,27″		0′ 10,16″		
					hierzu + 8′ 1,69″		hierzu + 8′ 1,69″		
					6′ 11,42″ (2,182 m) = mittlerer Sommerwasserstand = Mittel aller Monatsstände unter dem absol. arithmetischen Mittel von 8′ 1,69″.		8′ 11,85″ (2,821 m) mittlerer Wasserstand = Mittel aller mittleren Monatsstände über 8′ 1,69″.		

Die Tabelle läfst erkennen, auf welche Weise die wichtigsten Wasserstände zu ermitteln sind. Als solche gelten Hoch-, Mittel- und Niederwasserstand.

I Der Hochwasserstand bildet den höchsten Punkt der Kurve, und ist gleichzeitig auch der mittlere höchste Winterwasserstand.

Zu den Hochwasserständen gehören:

I_a Der bekannte höchste der gesamten Zeitperiode und

I_b der mittlere Winterwasserstand, welcher sich aus dem arithmetischen Mittel aller mittleren, über dem Mittelwasserstande belegenen Monatswasserständen ergiebt.

II Der Mittelwasserstand oder der absolute mittlere Wasserstand sämtlicher Monatswasserstände.

Aufser dem Mittelwasserstand ist als

II_a noch der aus der Kurve nicht abzuleitende gewöhnliche Wasserstand, welcher ebenso oft im Durchschnittsjahre der Zeitperiode überschritten, als

nicht erreicht wird, zu nennen. Zur Ermittelung desselben bedarf es[37]) einer Ordnung sämtlicher beobachteten Wasserstände nach den einzelnen Höhenabschnitten des Pegels, da sich hieraus erst ergiebt, wie oft die Wasserstände jeder einzelnen Höhengruppe im Laufe eines Jahres bezw. der gewählten Zeitperiode eingetreten sind. Dieser gewöhnliche Wasserstand liegt niedriger, oft sogar wesentlich niedriger als der Mittelwasserstand, beispielsweise nach Sasse für die Elbe bei Torgau um 0,517 und nach der Ermittelung des Verfassers für die Memel bei Tilsit für die Zeit von 1842 bis 1871 um 0,301 m niedriger.

III Der Niederwasserstand bildet den tiefsten Punkt der Kurve und gleichzeitig auch den mittleren niedrigsten Sommerwasserstand.

Zu den Niederwasserständen gehören:

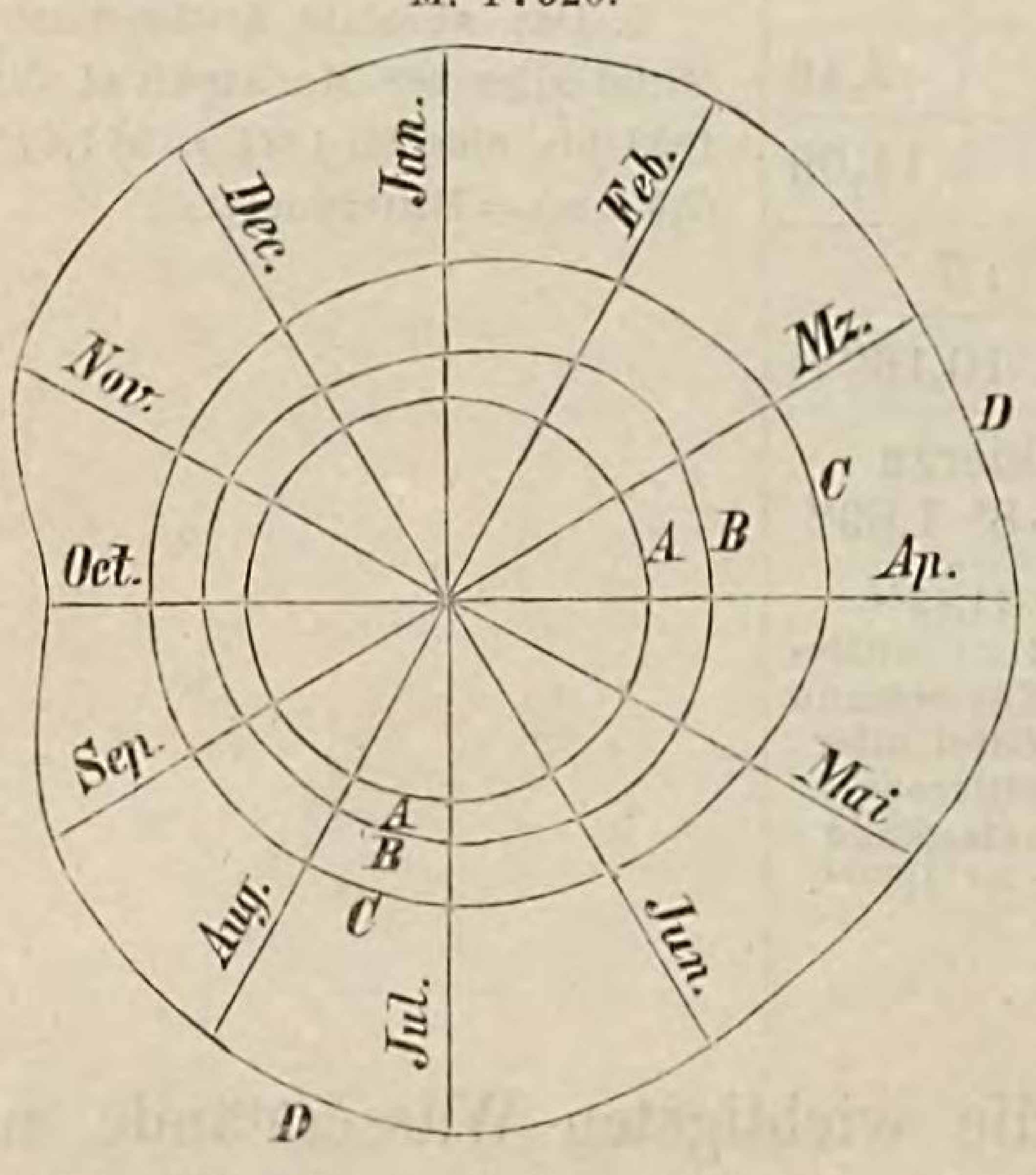
III_a Der bekannte niedrigste der gesamten Zeitperiode und

III_b der mittlere Sommerwasserstand oder das arithmetische Mittel aller mittleren unter dem Mittelwasserstande belegenen Monatswasserstände. Dieser bildet die sog. Vegetationsgrenze.

Die Ergebnisse der Wasserstandsbeobachtungen lassen sich nach Fig. 3 auch durch Linien in geschlossener Form (durch Polarkoordinaten) darstellen, indem man von einem Pole aus unter Einhaltung von nahezu gleichen Centriwinkeln, welche der Tagesanzahl des betreffenden Monats entsprechen, die verschiedenen Monate als Radienvektoren darstellt und auf diesen die Wasser- oder Pegelstände aufträgt.[38])

Fig. 3.

Wasserstände der Elbe zu Magdeburg
in der Zeit vom 1. Jan. 1817 bis 28. Febr. 1870.
M. 1:320.



A Linie durch den Nullpunkt des Pegels.
B Kleinster Wasserstand des betreffenden Monats.
C Mittelwasserstand.
D Höchster Wasserstand des betreffenden Monats.

Wasserstandskurven der mittleren Monatswasserstände einer längeren Zeitperiode lassen sich auch zur Ermittelung der Beziehungen zwischen den allgemeinen Bewegungen der an verschiedenen Beobachtungsstationen ein und desselben Wasserlaufs eintretenden Wasserstände mit Vorteil verwenden. Dies ist beispielsweise bezüglich des Rheins vom Bodensee abwärts bis zu den Niederlanden aus den Wasserstandskurven an den Pegeln zu Au, Konstanz, Waldshut, Basel, Kehl, Maxau, Mannheim, Mainz, Köln und Nymwegen durch Honsell (vergl. S. 134 und T. VI, F. 1^a bis 1^k seines mehrfach genannten Werkes) geschehen. Danach werden die Wasserstände vom Bodensee ab bis nach Mannheim vorzugsweise durch die alpine Wasserzufuhr bedingt, während unterhalb die Nebenflüsse des Mittelgebirges die Natur des Stromes bestimmen; letztere ändert sich deshalb nach und nach derartig, dafs zur Zeit der niedrigsten Wasserstände im Oberrhein auf der Rheinstrecke in den Niederlanden der periodisch höchste Wasserstand vorhanden ist. Vergl.

[37]) Sasse. Stromverhältnisse der Elbe. Zeitschr. f. Bauw. XXIV, S. 357.

[38]) Vergl. ferner: Tabelle, enthaltend eine Zusammenstellung der Wasserstände im Weichselstrome seit dem Jahre 1809 bis einschliefslich 1856. Zeitschr. f. Bauw. 1858, S. 195. — Maafs. Die Wasserstände der Elbe in den Jahren 1727 bis 1870, mit Bezug auf die amtlichen Beobachtungen des Pegels zu Magdeburg. Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 495. — Statistik des deutschen Reiches, 24. Bd.: Der Verkehr auf den deutschen Wasserstrafsen nebst den beobachteten Wasserständen im Jahre 1875. Berlin 1877.

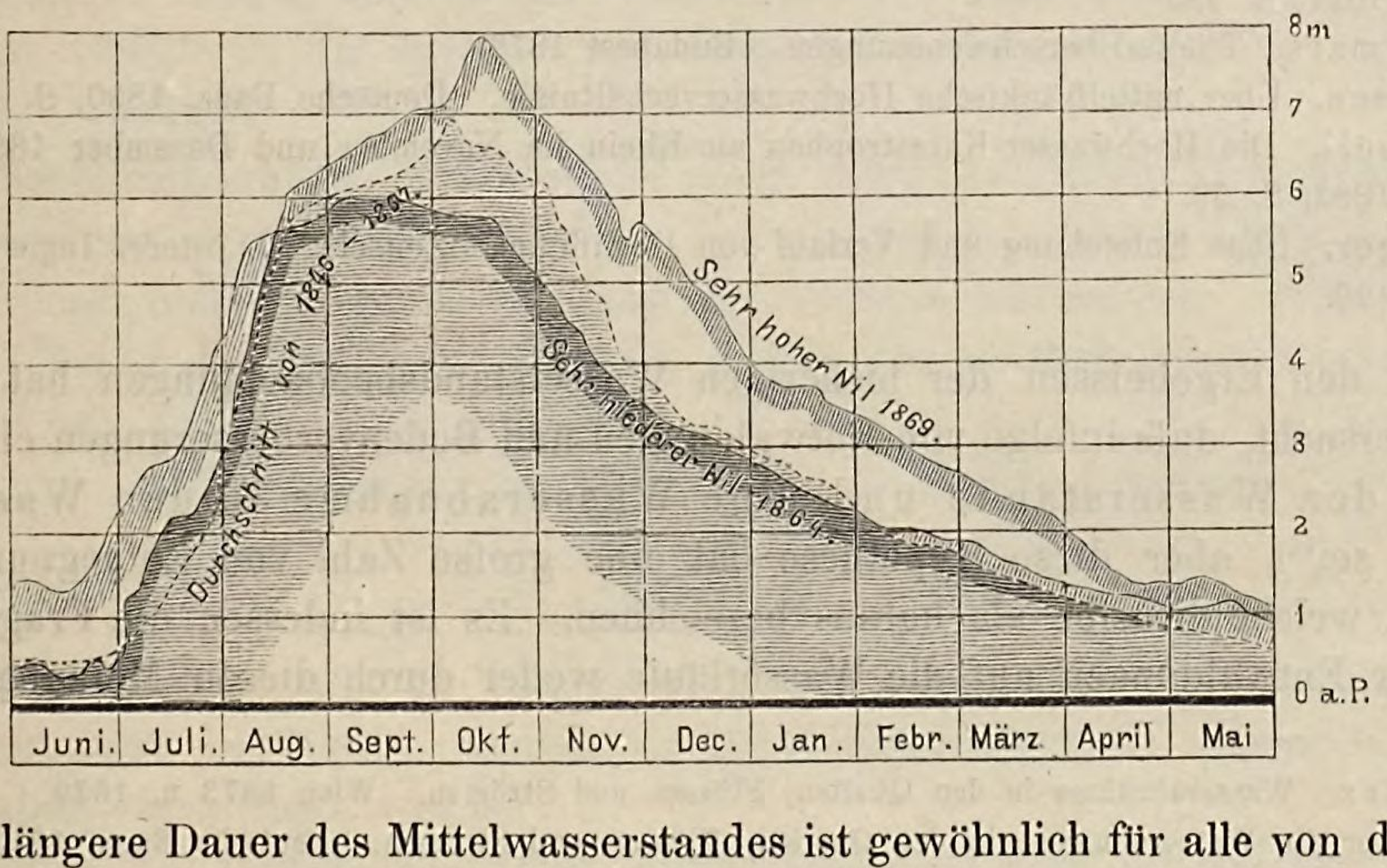
auch Jahresberichte des Centralbureaus für Meteorologie und Hydrographie in Baden für die Jahre 1883—1891. Karlsruhe.

Die Dauer[39]) der verschiedenen Wasserstände ist eine verschiedene. Nicht allein die höchsten, sondern auch die niedrigsten Wasserstände treten am seltensten auf. Dagegen kommen die übrigen Wasserstände häufiger vor, am meisten aber die Mittelwasser. Jeder Wasserlauf zeigt in dieser Beziehung gewisse Eigentümlichkeiten, doch läfst sich in jedem Falle durch eine lange Reihe von Wasserstands-Beobachtungen das Gesetz entwickeln, welches in Bezug auf die Häufigkeit des Auftretens aller Wasserstände in dieser Zeit bestanden hat. Die den einzelnen Pegelständen entsprechende Zahl von Tagen giebt alsdann den Mafsstab für die Dauer der korrespondierenden Wasserstände.

Sehr regelmäfsig vollzieht sich der Wechsel des Wasserstandes am Nil (vergl. Eyth. Das Wasser im alten und neuen Ägypten. Nachrichten aus dem Klub der Landwirte in Berlin 1891, No. 280). Das Anfangs Juni bei Kairo fast 1000 m breite, halb vertrocknete Flufsbett führt nur etwa 460 cbm Wasser sekundlich ab, wobei der Wasserspiegel etwa 5 m unter dem Kulturlande liegt. Ende Juni und Anfang Juli beginnt das Steigen des Wassers, welches anfangs August die Ufer übersteigt und dann stetig bis zu seinem höchsten Stande gegen Mitte Oktober zunimmt, um demnächst gegen Ende November nach dem Flufsbett zurückzukehren und dann stetig fallend, seinen niedrigsten Junistand wieder einzunehmen, vergl. Fig. 4.

Fig. 4.

Wasserstandskurve des Nils bei Kairo.



Die längere Dauer des Mittelwasserstandes ist gewöhnlich für alle von den Wasserläufen beeinflufsten Verhältnisse vorteilhaft, während Niedrig- und Hochwasserstände meist nachteilig wirken, namentlich in gröfseren Wasserläufen. Der Niederwasserstand fällt in der Regel in die trocknen Sommer- und Herbstmonate, der Hochwasserstand in die Zeit der Schnee- und Eisschmelze des Frühjahrs. Ausnahmsweise treten indessen niedrige Wasserstände auch im Winter, sowie hohe im Sommer auf. Am erheblichsten sind die

[39]) Kluge. Über die Dauer der Wasserstände an den Rheinpegeln zu Koblenz, Köln und Düsseldorf, sowie über die Häufigkeit ihres Eintretens. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 501. — Sasse. Über die durchschnittliche Dauer der Wasserstände von 1810 bis 1854 an den Unterpegeln der Oder bei Kosel und Oppeln. Civiling. 1861, S. 75, und Stromverhältnisse der Elbe bei Torgau von 1820—1850. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 357.

Hochwasserstände in eingedeichten Flufsthälern, sowie in denjenigen Wasserläufen, deren Gebiete aus undurchlässigem Untergrunde bestehen, und deren Zuflüsse ihre Hochfluten gleichzeitig abführen. Aufserdem können auch Eisstopfungen (vergleiche § 15) unberechenbare Hochwasserstände veranlassen. — Bezüglich der Nachteile, welche Hochfluten durch Überschwemmung der Überschwemmungsgebiete im Gefolge haben, der Mittel zur Abhülfe der Vorausbestimmung des Eintritts der Hochwasserstände und über Einrichtung des Hochwasserdienstes vergl. das Kapitel „Deiche" und bezüglich der Hochwasserverhältnisse im allgemeinen folgende Quellen:

Dumas. Etudes sur les inondations. Causes et remèdes. Paris 1857.

Dupuit. Des inondations. Paris 1858.

Vallés. Etude sur les inondations: leur causes et leurs effets; les moyens à mettre en oeuvre pour les combattre et profiter de leurs avantages. Paris 1858.

Cuno. Mitteilungen über die Hochfluten der Elbe und ihre Verheerungen seit dem 11. Jahrhundert bis auf die neueste Zeit. Torgau 1864.

Statkowski. Memoire über die Hochgewässer. Allg. Bauz. 1867, S. 70.

Monestier. Etudes des eaux au point de vue des inondations. Bassin de l'Allier. Paris.

Lamairesse. Etudes hydrologiques sur le monts Jura. Paris.

Coaz, J. W. Die Hochwasser im September und Oktober 1868 im bündnerischen Rheingebiet vom naturwissenschaftlichen und hydrotechnisch-forstlichen Standpunkt betrachtet. Leipzig 1869.

The control of floods. Engng. Vol. 15, S. 343.

De Mardigny. Inondations de l'Ardèche. Paris.

Champion, M. Les inondations en France depuis le IX. siècle jusqu'à nos jours. La Seine, la Loire, le Rhône, la Garonne, le Rhin et leurs affluents. Paris 1875.

Deutsch, J. Die Überschwemmung und ihre Ursachen. Wien 1877.

Belgrand et Lemoine, F. Etude de la grande crue de la Seine en mars 1876. Ann. des ponts et chaussées 1877, S. 435.

Overmars. Theifs-Überschwemmungen. Budapest 1879.

Classen. Über mittelfränkische Hochwasserverhältnisse. Deutsche Bauz. 1890, S. 172.

Honsell. Die Hochwasser-Katastrophen am Rhein im November und Dezember 1882. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 39.

Lueger. Über Entstehung und Verlauf von Hochfluten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1885, S. 77—96.

Aus den Ergebnissen der bisherigen Wasserstandsbeobachtungen hat man nachzuweisen versucht, dafs infolge von Entwaldungen und Bodenverbesserungen eine stetige Senkung der Wasserstände und eine Wasserabnahme in den Wasserläufen eingetreten sei[40]), aber diese Hypothese hat eine grofse Zahl von Entgegnungen[41]) hervorgerufen, welche dieselbe als haltlos bezeichnen. Es ist indessen die Frage über den Einflufs der Entwaldungen auf die Wasserläufe weder durch diesen Meinungsaustausch,

[40]) Wex. Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen. Wien 1873 u. 1879.

[41]) Über die Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen. Deutsche Bauz. 1873, S. 287. — Fessel. Zur Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen. Deutsche Bauz. 1873, S. 329. — Über die Abnahme der Wassermassen der deutschen Flüsse. Deutsche Bauz. 1874, S. 295. — Sasse. Zur Frage der Abnahme der Wassermassen in den Flüssen. Deutsche Bauz. 1874, S. 259, 268 u. 413 und Wasserabnahme u. s. w. Halle 1880. — Gräve. Über den Wasserreichtum und die Senkung der Flüsse in den Kulturländern. Deutsche Bauz. 1877, S. 261 u. 271 und Civ.-Ing. Bd. XXV. — Berichte des hydrotechnischen Comités über die Wasserabnahme in den Quellen, Flüssen und Strömen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1875, S. 157 und 1881, S. 73. — K. Herrich. Gutachten über das Werk von G. Wex: „Die Abnahme der Wassermengen in Quellen und Strömen". Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1876, S. 501. — Die Abnahme der Wassermenge auf den Kontinenten. Stummers Ing. Bd. V, S. 77. — Hagen. Veränderung der Wasserstände. Berlin 1880. — Frauenholz. Das Wasser. München 1881. — Pralle. Die Wasserstandsverhältnisse der Oder. Zeitschr. f. Bauw. 1882, S. 179—196.

noch durch die vor etwa zwei Jahrhunderten in Frankreich von Arago, Gay Lussac u. a. angestellten Ermittelungen zum Abschlufs gebracht worden. Die schwache Seite jener Hypothese liegt darin, dafs sie sich lediglich auf die Ergebnisse von Wasserstandsbeobachtungen stützt. Da letztere nur die Veränderung der Wasserstände erkennen lassen, über die Veränderung des Gefälles, der Profilbreite und der Höhenlage der Sohle der Wasserläufe dagegen keinen Aufschlufs geben, so erscheinen sie zum Nachweis, dafs eine etwaige Wasserspiegelsenkung eine Folge der Verminderung der Jahreswassermenge sei, völlig unbrauchbar, selbst abgesehen davon, dafs die Beobachtungsergebnisse durch Sinkstoffbewegung, Eisstand, Ausführung von Regulierungswerken, Eindeichungen und Durchstichen, ja selbst durch Unzuverlässigkeit der Beobachter in jedem einzelnen Falle mehr oder weniger nachteilig beeinflufst worden sind. Auch nimmt die Wassermenge keineswegs im einfachen Verhältnis zum Wasserstand oder zur Wassertiefe zu oder ab, und ist aufserdem auch noch von anderen Faktoren abhängig.

Denkt man sich nämlich der Einfachheit wegen einen Wasserlauf von rechteckigem Querprofil, so ist die Wassermenge $Q = v.F = v.b.t$ (vergl. § 26), wenn v die mittlere Geschwindigkeit, b die Breite und t die Tiefe. Nach der bekannten Chezy-Eytelwein'schen Formel (s. § 28 zu 1.) ist $v = c\sqrt{RJ}$, wo c einen Erfahrungskoefficienten, R den Quotienten aus dem Flächeninhalte eines Wasserprofils durch seinen benetzten Umfang und J das relative Gefälle des Wasserlaufs bezeichnet. Für grofse Wasserläufe (Ströme) kann man nun näherungsweise $R = t$ setzen (§ 25), somit $v = c\sqrt{tJ}$. Man erhält also

$$Q = c\sqrt{t.J}.b.t \quad \text{oder} \quad Q = c.J^{1/2}b.t^{3/2}, \quad \ldots\ldots \quad 2.$$

wonach Q nicht der ersten, sondern der $^3/_2$. Potenz von t entspricht, und aufserdem noch von relativem Gefälle J, der Breite b des Wasserlaufbetts und von dem Widerstandskoefficienten c abhängt.

Die Schlufsfolgerungen der Vertreter jener Hypothese lassen sich indessen, selbst unter Verwendung der von denselben zu Grunde gelegten Beobachtungen, zum Teil wenigstens, durch andere Zusammenstellung der letzteren widerlegen. Beispielsweise ist nach Wex (Wasserabnahme u. s. w. 1879, S. 27) der mittlere Jahreswasserstand des Rheins am Pegel zu Emmerich, welcher

in der Zeitperiode von 1770—1802 = 3,202 m betrug,
„ „ „ „ 1803—1835 um 0,429 „ und
„ „ „ „ 1836—1873 „ 0,293 „

gefallen. Wird dagegen die zu vorstehenden Zeiträumen gehörige 50jährige Periode von 1820 bis 1869 in fünf je zehnjährige Abschnitte zerlegt, so ergiebt sich für den mittleren Jahreswasserstand, welcher

in der Periode von 1820—1829 einschl. = 2,55 m betragen hat,
für die „ „ 1830—1839 ein Steigen um 0,05 m
„ „ „ „ 1840—1849 „ „ „ 0,10 „
„ „ „ „ 1850—1859 „ Fallen „ 0,33 „
„ „ „ „ 1860—1869 „ „ „ 0,05 „

woraus eine Stetigkeit nicht hervorgeht. Die Unstetigkeit zeigt sich indessen noch erheblicher, wenn die zunächst oberhalb Emmerich und zwar zu Rees und Wesel beobachteten Wasserstände mit in Vergleich gezogen werden. Es beträgt nämlich der mittlere Jahreswasserstand:

in der Zeitperiode von	an den Pegeln zu Emmerich	Rees	Wesel
1820—1829	2,55 m	2,89 m	2,50 m
1830—1839	2,60 „	2,64 „	2,39 „
1840—1849	2,70 „	2,69 „	2,37 „
1850—1859	2,37 „	2,38 „	2,04 „
1860—1869	2,32 „	2,26 „	1,92 „

Bei solchen Ergebnissen liegt es wohl näher, das unstete Verhalten der Wasserstände und namentlich das Fallen derselben als eine Folge der thatsächlich in dem angeführten Zeitraum eingetretenen Veränderung der Rheinverhältnisse zu bezeichnen, wie sie durch Anlage der vier grofsen Durchstiche von Wesel bis Grieth in der Zeit von 1781 bis 1814 und durch Erbauung zahlreicher Regulierungswerke seit 1840 herbeigeführt worden ist.

Auch bei den Elbstromschauungen der Jahre 1869 und 1873[42]) hat sich die unstete Veränderung der Wasserstände bei den verschiedenen Pegeln aus dem Vergleich der Wasserstände von 1842 mit denen von 1869 ergeben, indem bei acht Pegeln Differenzen (bis zu 81,5 cm) und zwar teils Hebungen und teils Senkungen des Wasserstandes festgestellt wurden.

Aus den Wasserstandsbeobachtungen verschiedener Flüsse geht sogar hervor, dafs die Jahreswasserstände stetig gestiegen sind, so beispielsweise in der Memel, woselbst letztere

in der Zeitperiode von	an den Pegeln zu Schmalemingken	Tilsit
1842—1851	2,20 m	2,32 m
1852—1861	2,24 „	2,42 „
1862—1871	2,38 „	2,50 „

betragen haben, trotzdem gerade im Gebiet dieses Flusses, welcher bekanntlich in Rufsland noch völlig unreguliert ist, in jener Zeit ganz bedeutende Entwaldungen eingetreten sind. Allein in den Jahren 1852—1855 einschliefslich passierten die Schiffbrücke Tilsit 30479 oder jährlich und durchschnittlich 7620 Stück grofse russische Holzflöfse.

Eine methodische Bearbeitung einer grofsen Zahl von Wasserstandsbeobachtungen in preufsischen Flüssen hat Hagen[43]) vorgenommen, wobei er ebenfalls zu dem Schlufs der Unhaltbarkeit der Hypothese von der steten Senkung der Wasserstände gelangt. Danach sind nämlich die mittleren Wasserstände des Rheins, der Mosel, Weser, Weichsel, Memel und des Pregels in den beobachteten 33- bis 64jährigen Zeitperioden insofern unverändert geblieben, als die geringen, bald positiven bald negativen Änderungen die Werte der wahrscheinlichen Beobachtungsfehler noch nicht erreichen. Nur für die Elbe wurde an zwei Pegeln eine Senkung ermittelt. Die absolut höchsten Wasserstände haben für den Rhein, die Mosel, Weser, Elbe, Oder und den Pregel eine stetige Senkung, für die Memel aber weder eine Senkung noch Hebung ergeben. Letzteres ist auch für eine Station der Weichsel der Fall gewesen, während für die zweite Station daselbst eine stetige Hebung als wahrscheinlich bezeichnet wird. Bezüglich der absolut niedrigsten Wasserstände ist für den Rhein wahrscheinlich, für die Weser (Station Höxter) sicher eine stetige Hebung, in allen anderen obengenannten Flüssen aber eine stetige Senkung eingetreten. Auch Hagen bezeichnet die Senkungen als eine Folge von Flufsregulierungen

42) Schlichting, J. Deutsche Bauz. 1875, S. 274.

43) Abhandlungen der königl. Akademie der Wissenschaften. Berlin 1880.

und hebt am Schlusse seiner Abhandlung ebenfalls noch hervor, dafs der Einflufs der veränderten Bodenkultur auf gröfsere Flüsse noch nicht nachgewiesen sei. Wenn nun auch thatsächlich ein solcher Nachweis bisher noch nicht geführt worden ist, so wird doch im Vergleich zu früheren Jahrhunderten jetzt eine schnellere Zuführung der atmosphärischen Niederschläge in die Wasserläufe als Folge der seitdem stattgefundenen Entwaldung, Verringerung der stehenden Gewässer und Ausdehnung der Bodenkultur anzunehmen und diese Annahme auch durch den mittels Wasserstandsbeobachtungen in einzelnen Flüssen nachzuweisenden häufigeren Wechsel der Wasserstände zu begründen sein. So haben an der oberen Oder[44]), bei einer Vergleichung der Beobachtungen in den zwei Perioden von 1810—1835 und 1836—1862, die Hochwasserstände in der letzten Periode sowohl an Häufigkeit, als auch an Dauer zugenommen, während die Frühjahrswasserstände höher, die Herbstwasserstände aber niedriger geworden sind. In einzelnen Fällen wird sich auch eine Hebung der Hochwasserstände als Folge künstlicher Änderung des Verhaltens der Wasserläufe nachweisen lassen, namentlich dort, wo wie an der Theifs durch Regulierungsarbeiten im Oberlauf eine schnellere und reichere Zuführung der Hochfluten in den Mittel- und Unterlauf, oder wo durch Anlage von Hochwasserdeichen, Schliefsung von Überfällen, Umwandlung der Sommer- in Winterdeiche und Erbauung von Brücken u. s. w. eine Beschränkung der Hochwasserprofile oder durch die vorgeschilderten Einflüsse eine schnellere Wasserzuführung veranlafst worden ist. Übrigens geht auch die Änderung der Wasserstände oft Hand in Hand mit Änderung der Höhenlage der Bettsohle (vergl. § 14), welche dementsprechend Senkung bezw. Hebung der Wasserstände zur natürlichen Folge hat.

§ 10. Wechsel der Wassermenge. Mit Wassermenge bezeichnet man das in der Zeitsekunde durch ein Querprofil eines Wasserlaufs abfliefsende Wasservolumen. Die Gröfse desselben ist vom Wasserstande, von der Gestaltung des Profils, vom Gefälle und von den Widerständen, welche dem abfliefsenden Wasser entgegentreten, abhängig. Infolge der ungleichmäfsigen Speisung der Wasserläufe ist die Wassermenge einem häufigen Wechsel unterworfen. In der Regel nimmt sie mit steigendem Wasserstande zu, indem sich hierbei das Profil vergröfsert, die Wassergeschwindigkeit vermehrt und die Widerstände verhältnismäfsig verringern. Ausnahmsweise kann indessen die Wassermenge bei steigendem Wasserstande auch eine geringere sein, als vorher, allerdings nur dann, wenn sich beim Steigen die Abflufsgeschwindigkeit verringert. Eine solche Ausnahme tritt beispielsweise in der grofsen Weser in Bremen ein, vergl. S. 96 und F. 7, T. III. Es können aber auch, wie bereits auf S. 85 erwähnt wurde, bei gleich hohem Wasserstande in einem und demselben Profil verschiedene Wassermengen abgeführt werden, je nachdem dieser Wasserstand durch Steigen oder durch Fallen des Wassers erreicht, und dementsprechend im ersten Falle eine gröfsere Geschwindigkeit, daher auch eine gröfsere Wasserabführung veranlafst wird.

Die Ursachen des Wechsels der Wassermenge sind dieselben wie diejenigen des Wechsels der Wasserstände, es machen sich daher sowohl periodische, von der Jahreszeit, als auch aufsergewöhnliche von besonderen meteorologischen Vorgängen abhängige Änderungen der Wassermengen geltend. Infolge dessen ist auch die mittlere Jahreswassermenge keine gleichbleibende. In nassen Jahren wird erheblich mehr Wasser abgeführt, als in trockenen. So führte die Oder bei Oppeln nach Sasse im nassesten Jahr der Zeitperiode von 1850—1865, und zwar 1855, von der Regenhöhe ihres Nieder-

[44]) Sasse. Wasserabnahme in den Bächen und Strömen Deutschlands. Halle 1880.

schlagsgebiets 55,79 cm, im trockensten dagegen, 1863, nur 13,83 cm der Regenhöhe, im ersten Falle also etwa vier mal mehr ab und es war hierbei allein schon die Wassermenge des März 1855 gröfser, als die des ganzen Jahres 1863. Stellt man die in gleichen Monaten verschiedener Jahre abgeführten Wassermengen gegenüber, so schwanken für Oppeln die Verhältnisse der Monatswassermengen innerhalb der Grenzen von 1 : 5 bis 1 : 25.

Der Wechsel der mittleren Wassermenge der einzelnen Monate zeigt eine gewisse Gesetzmäfsigkeit, wenn man die Beobachtungen für eine längere Reihe von Jahren graphisch zusammenstellt, indem man die Monate als Abscissen, die mittleren Monatswassermengen der einzelnen Monate in der gewählten Zeitperiode als Ordinaten aufträgt und die Endpunkte der letzteren verbindet. Es bildet sich dann eine auf- und absteigende Kurve, deren Form den Einflufs der Jahreszeiten, sowie denjenigen der klimatischen und geologischen Verhältnisse des Wasserlaufgebiets zum Ausdruck bringt. In F. 5, T. II sind derartige Kurven[45]) für den Rhein, der Weser, Elbe, Oder, Weichsel und Memel dargestellt, welche sich auf längere Zeitperioden beziehen und eine Vergleichung der Wassermenge sowohl in den einzelnen Strömen als auch in den Jahreszeiten gestatten. Hiernach verhält sich in den Strömen:

	Rhein	Weser	Elbe	Oder (Steinau)	Oder (Warthe-mündung)	Weichsel	Memel
1. die Wassermenge des Winters (November bis April) zu der des Sommers wie	1:0,922	1:0,434	1:0,467	1:0,525	1:0,522	1:0,486	1:0,389
2. die Wassermenge des wasserärmsten Monats zu der des wasserreichsten wie	1:1,458	1:4,0	1:5,238	1:4,5	1:3,68	1:4,19	1:4,51

Als genau können indessen jene Kurven schon deshalb nicht angesehen werden, weil die Wassermenge zur Zeit der Hochfluten nur in seltenen Fällen ermittelt werden kann.

Die dem Nieder- bezw. Hochwasserstande entsprechende Wassermenge heifst die Nieder- bezw. Hochwassermenge. Aufserdem unterscheidet man noch die Mittelwassermenge und versteht hierunter das beim Mittelwasserstand abgeführte Wasservolumen. Der Mittelwasserstand ist jedoch nicht zu verwechseln mit demjenigen Wasserstande, bei welchem die mittlere Jahreswassermenge abfliefst. Der dann vorhandene Wasserstand liegt höher, beispielsweise in der Elbe bei Torgau um 0,163 m und in der Memel nach Ermittelungen des Verfassers um 0,23 m für die Zeit von 1842—1871. Auch in der Oder und Saale ist die höhere Lage dieses Wasserstandes ermittelt worden.

Der Unterschied der Nieder- und Hochwassermenge ist bei denjenigen Wasserläufen verhältnismäfsig am erheblichsten, denen die atmosphärischen Niederschläge am schnellsten zufliefsen und in denen letztere am schnellsten abgeführt werden. Gewöhnlich nimmt das Verhältnis der Nieder- zur Hochwassermenge von der Quelle nach der Mündung zu stetig ab. In nachstehender Tabelle (vergl. auch Tabelle S. 84) ist dies Verhältnis und die sekundliche Wassermenge einzelner Wasserläufe auf Grund verschiedener Untersuchungen zusammengestellt, doch werden auch hierbei die Werte der Hochwassermenge meist nur auf Schätzung beruhen, wenigstens für diejenigen Wasserläufe, welche bei Hochwasser über ihre Ufer treten. Die hierbei in oft sehr breiten Überschwemmungsgebieten abfliefsenden Wassermengen lassen sich selten genau ermitteln, weil es an Zeit zu Messungen fehlt und die Unregelmäfsigkeiten des Geländes meist zu erheblich und zu verschiedenartig sind.

[45]) Gräve. Wasserreichtum der deutschen Ströme. Civ.-Ing. Bd. XXV, Heft 8.

Wasserlauf.	Niederwassermenge cbm	Mittelwassermenge cbm	Hochwassermenge cbm	Daher das Verhältnis der Nieder- zur Hochwassermenge
Allier (Guétin)	16	—	6 000	1 : 375
Loire (Nevers)	13	—	4 300	1 : 331
„ (Blois)	45	—	9 700	1 : 216
„ (Tours oberhalb)	70	—	10 500	1 : 150
„ (Tours unterhalb)	85	—	12 000	1 : 41
„ (Montjeau)	200	—	—	—
Garonne (Toulouse)	36	—	5 700	1 : 158
„ (Tarn)	87	—	12 000	1 : 138
Ems (Greven)	2	—	300	1 : 150
Ems (Hanekenfähr)	6	—	600	1 : 100
Neckar (Heidelberg)	32,4	202,5	4 860	1 : 150
Memel (Tilsit)	89	608	4 400	1 : 50
Mosel (Cochem)	51	—	2 500	1 : 49
Main (Frankfurt)	70	—	3 400	1 : 48,6
Isar (München)	41,5	—	1 500	1 : 36
Rhône (Lyon)	180	—	5 200	1 : 29
„ (St. Vallier)	210	—	7 000	1 : 33
„ (bis zur Ardèche)	330	—	9 625	1 : 29
„ (bis zur Durance)	360	—	11 900	1 : 33
„ (unterhalb der Durance) . .	400	—	13 900	1 : 35
Elbe (Torgau)	90	330	1 800	1 : 20
Rhein (Kehl)	380	—	4 685	1 : 14
„ (Lauterburg)	465	—	5 010	1 : 10,8
„ (Koblenz oberhalb der Mosel)	910	1 220	7 500	1 : 8,24 } bei den durchschnittl. niedrigst. u. höchst. Wasserständen einer längeren Zeitperiode.
Oder (Steinau)	74,2	136	309,2	1 : 4,17
„ (unterhalb der Warthe-Mündung)	230	410	660	1 : 2,87
Donau (Wien)	1411	—	5 049	1 : 3,57
Mississippi (Columbus)	3641	—	40 344	1 : 11
Congo (Mündung)	—	96 000	—	—
Ganges (Mündung)	—	15 000	—	—
Niagara (Wasserfälle)	—	11 000	—	—
Nil (Kairo)	460	1 740	10 600	1 : 23

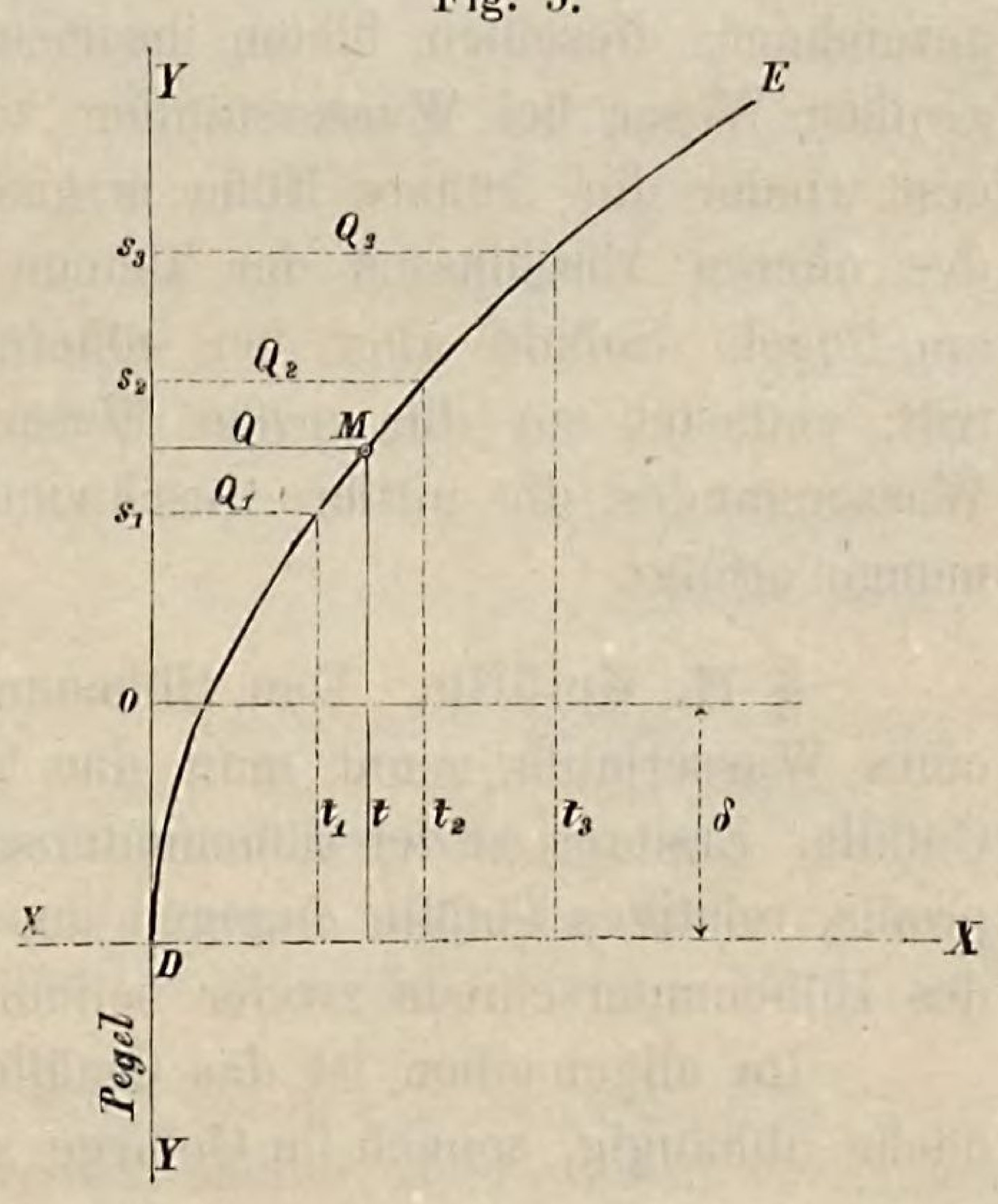
Ist die Wassermenge eines Wasserlaufs bei verschiedenen Wasserständen desselben Profiles bekannt, so läfst sich nach Fig. 5 die sogenannte Wassermengenkurve DE konstruieren, deren Abscissen Q Q_1 Q_2 u. s. w. die Wassermengen und deren Ordinaten t t_1 t_2 u. s. w. die zugehörigen Tiefen des Wasserlaufs bei den Wasserständen s s_1 s_2 u. s. w. bezeichnen. Nach den bisherigen Ermittelungen in einzelnen Wasserläufen bildet diese Kurve, so an der Saale und Oder nach Sasse[46]) und in der Memel nach dem Verfasser[47]), annähernd eine Parabel. Für einen beliebigen Punkt M ist sonach

$$t^2 = P . Q, \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ 3.$$

woraus sich bei bekanntem Wert von t und Q

$$P = \frac{t^2}{Q} \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ 4.$$

Fig. 5.



[46]) Civiling. 1867.
[47]) Deutsche Bauz. 1875, S. 142.

ergiebt. Ist die Wassermenge Q_1 und Q_2 für zwei beliebige Wasserstände bei den Tiefen t_1 und t_2 bekannt, so ist zur Bestimmung der Höhenlage δ der Parabelachse unter oder über dem Nullpunkt des Pegels:

$$t_1^2 : t_2^2 = Q_1 : Q_2, \quad \text{daher allgemein} \quad (s_1 \pm \delta)^2 : (s_2 \pm \delta)^2 = Q_1 : Q_2$$

oder

$$\delta^2 \pm \frac{\delta\,[2\,(Q_2\,s_1 - Q_1\,s_2)]}{Q_2 - Q_1} = \frac{Q_1\,s_2^2 - Q_2\,s_1^2}{Q_2 - Q_1}, \quad \text{sonach:}$$

$$\delta = \mp \frac{(Q_2\,s_1 - Q_1\,s_2)}{Q_2 - Q_1} \pm \sqrt{\left(\frac{Q_2\,s_1 - Q_1\,s_2}{Q_2 - Q_1}\right)^2 \mp \frac{Q_1\,s_2^2 - Q_2\,s_1^2}{Q_2 - Q_1}}, \quad \ldots \ldots \quad 5.$$

Die für irgend einen Wasserstand s_n vorhandene Wassermenge Q_n erhält man aus

$$Q_n = \frac{t_n^2}{P} \quad \text{oder allgemein aus}$$

$$Q_n = \frac{(s_n \pm \delta)^2}{P}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 6.$$

In der Regel liegt die Parabelachse unter dem Nullpunkt des Pegels, so ist z. B. in der Saale zwischen Trotha und Alsleben am Rothenburger Unterpegel $\delta = + 0{,}296$ m und in der Memel am Tilsiter Pegel $\delta = + 0{,}819$ m. Ihre regelmäfsige Form verliert die Wassermengenkurve für Wasserstände, welche sich über das bordvolle Wasserlaufbett erheben und eine Überflutung der Ufer zur Folge haben, weil dort die Regelmäfsigkeit der Abflufsprofile aufhört und meist eine schroffe Erweiterung derselben stattfindet. Es bleibt indessen die Kurve auch für die Wassermengen innerhalb des bordvollen Betts nicht dauernd konstant, sie ändert sich vielmehr nach Mafsgabe der unvermeidlichen Änderungen des Betts und des Gefälles. Trotzdem gestattet sie für alle, vom Wasserlauf abhängigen Anlagen eine wertvolle Verwendung, falls von Zeit zu Zeit eine Berichtigung der Kurve auf Grund neuer Ermittelungen erfolgt. Ganz besonders würden Wassermengenkurven zur vorherigen Bestimmung der Hochwasserstände gute Dienste leisten können, dagegen sind sie zur Entscheidung der Frage einer etwaigen Wasserabnahme in den Wasserläufen (vergl. S. 90) schon deshalb nicht geeignet, weil sie ebenfalls der Veränderung unterliegen.

In F. 7, T. III sind nach Franzius[48]) in einer Darstellung der Wasserverhältnisse der Weser in Bremen die Wassermengenkurven für die grofse und kleine Weser gezeichnet; dieselben bieten insofern ein besonderes Interesse, als sich die Kurve der grofsen Weser bei Wasserständen von + 3 m bis + 4 m am Pegel senkt und dann erst wieder die frühere Höhe erreicht. Diese Ausnahme von der Regel ist eine Folge des oberen Abschlusses der kleinen Weser, s. F. 6, bei Wasserständen unter + 3 m am Pegel. Sobald aber bei höheren Wasserständen die kleine Weser in Thätigkeit tritt, entlastet sie die grofse Weser und vermindert in dieser, trotz des steigenden Wasserstandes, die mittlere Geschwindigkeit so sehr, dafs eine Verminderung der Wassermenge erfolgt.

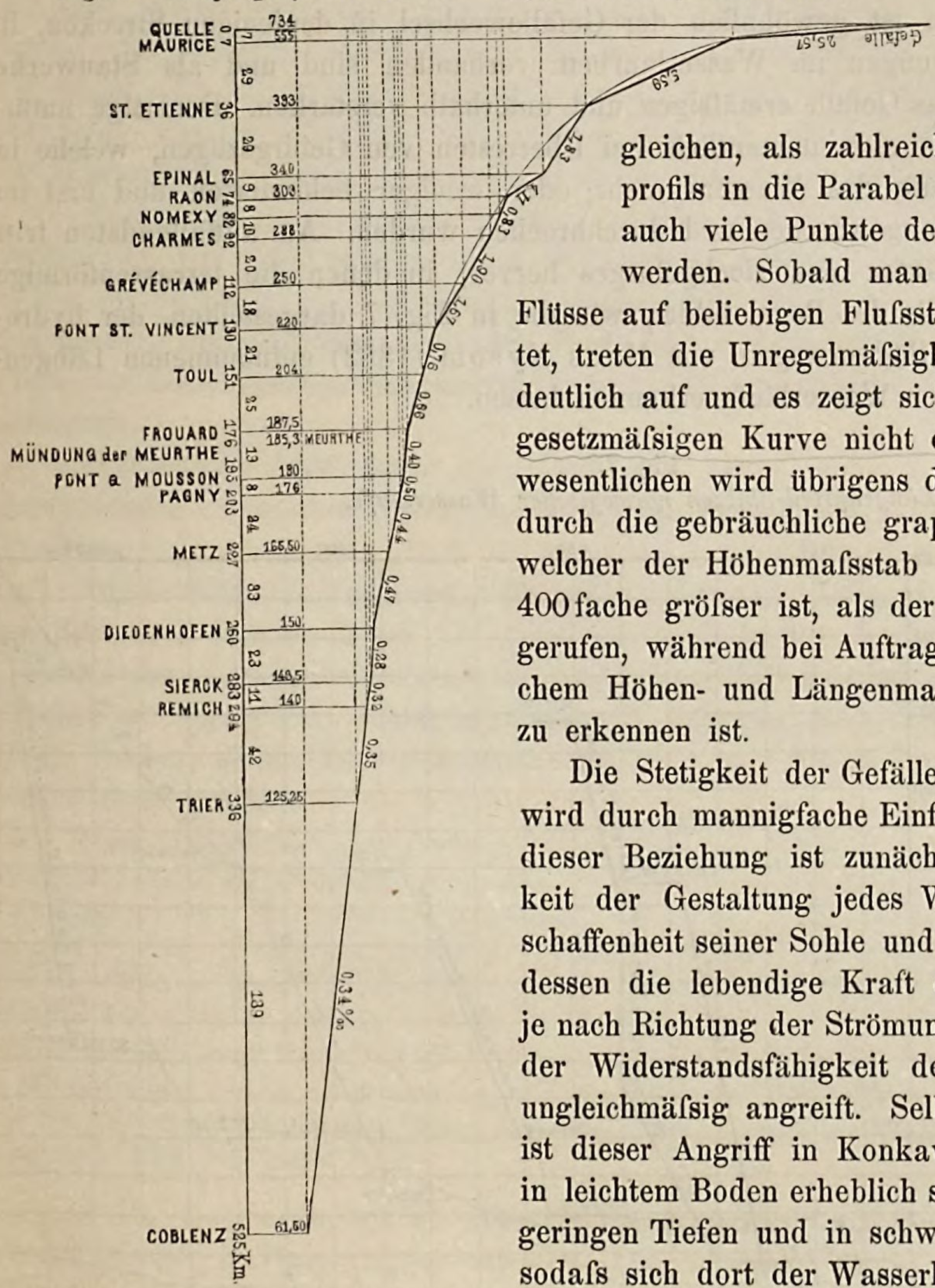
§ 11. Gefälle. Den Höhenunterschied zwischen zwei Punkten des Längenprofils eines Wasserlaufs nennt man das Gefälle. Man unterscheidet absolutes und relatives Gefälle. Ersteres ist der Höhenunterschied zwischen zwei beliebigen Punkten des Längenprofils, relatives Gefälle dagegen das Gefälle für die Längeneinheit, somit das Verhältnis des Höhenunterschieds zweier beliebigen Punkte zum Horizontalabstand derselben.

Im allgemeinen ist das Gefälle der Wasserläufe von der Gestaltung der Erdoberfläche abhängig, sonach im Gebirge stärker, als im Hügellande und hier wieder stärker,

[48]) Deutsche Bauz. 1882, S. 131.

als im Flachlande. Zeigt nun demgemäfs auch das Längenprofil der dem Gebirge entstammenden und dem Flachlande bezw. dem Meere zufliefsenden Wasserläufe[49]) im wesentlichen eine von der Quelle nach der Mündung zu flacher werdende Kurve, vergl. Fig. 6 und F. 3, T. III, so ist dieselbe doch keineswegs eine stetige. Diese Kurve

Fig. 6. *Längenprofil der Mosel.* Längen 1 : 4 000 000, Höhen 1 : 10 000.



läfst sich nur im allgemeinen bei manchen Flüssen insofern mit einer Parabel[50]) vergleichen, als zahlreiche Punkte des Längenprofils in die Parabel fallen, von der indessen auch viele Punkte des Profils nicht getroffen werden. Sobald man das Längenprofil dieser Flüsse auf beliebigen Flufsstrecken für sich betrachtet, treten die Unregelmäfsigkeiten des Gefälles sehr deutlich auf und es zeigt sich dann, dafs von einer gesetzmäfsigen Kurve nicht die Rede sein kann. Im wesentlichen wird übrigens der Eindruck der Parabel durch die gebräuchliche graphische Darstellung, bei welcher der Höhenmafsstab wie in Fig. 6 um das 400fache gröfser ist, als der Längenmafsstab hervorgerufen, während bei Auftragung des Profils mit gleichem Höhen- und Längenmafsstab jene Kurve nicht zu erkennen ist.

Die Stetigkeit der Gefällekurve des Längenprofils wird durch mannigfache Einflüsse unterbrochen.[51]) In dieser Beziehung ist zunächst die Verschiedenartigkeit der Gestaltung jedes Wasserlaufs und der Beschaffenheit seiner Sohle und Ufer zu nennen, infolge dessen die lebendige Kraft des fliefsenden Wassers, je nach Richtung der Strömung, Wassertiefe und Grad der Widerstandsfähigkeit des Bettes, letzteres sehr ungleichmäfsig angreift. Selbst bei gleichem Gefälle ist dieser Angriff in Konkaven, grofsen Tiefen und in leichtem Boden erheblich stärker, als in Konvexen, geringen Tiefen und in schwerem Boden oder Felsen, sodafs sich dort der Wasserlauf leichter in die Thalsohle einschneidet als hier. Da das Bett stetigen Veränderungen ausgesetzt ist (vergl. § 14) und diese wieder Gefälleänderungen und Störungen der Gleichgewichtszustände zwischen

[49]) Bei Wasserläufen, deren Quellgebiete dem Flachlande und ausgedehnten Sumpfterrains angehören, wie beispielsweise in Irland, hat der Oberlauf vielfach ein schwächeres Gefälle, als der Mittel- und Unterlauf.

[50]) Vergl. Opel. Gefällekurve. Deutsche Bauz. 1886, S. 135 u. 147. — Sasse. Das Gefällegesetz der Weser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1887, S. 195. — Lalif Bey Mauong. Über das Gesetz der Oberflächengefälle in Wasserläufen nach Messungen am Nil. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 247.

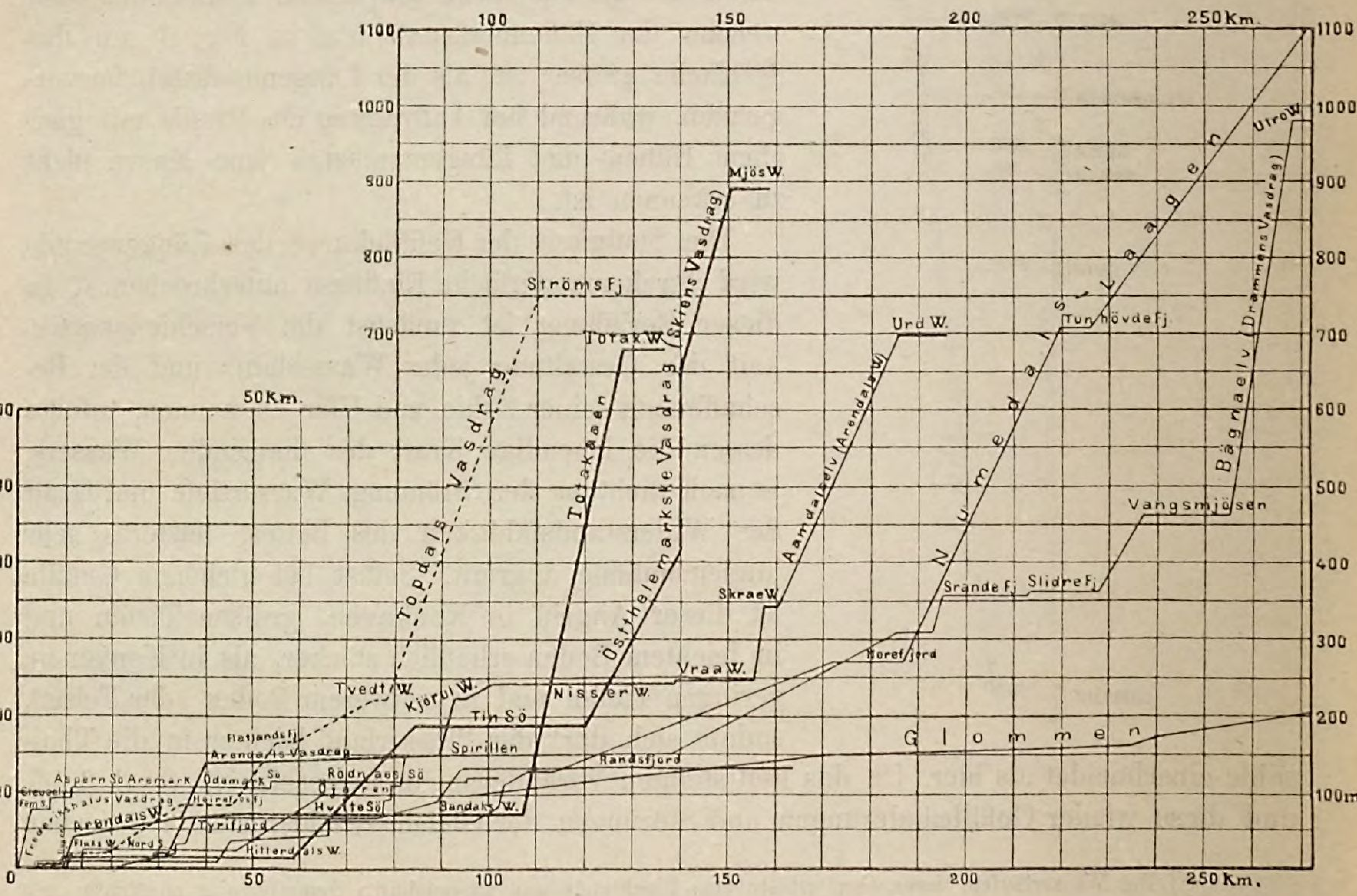
[51]) Es fehlt nicht an Versuchen, den Längenprofilen der Flüsse bestimmte andere Kurven, z. B. Cykloiden, anzupassen. Man vergl. hierüber u. a. Oppikofer. Gefällsverteilung mehrerer schweizerischen Flüsse. Eisenb. XIV. Bd., S. 36 u. 103; dazu aber auch: Wey. Zur Cykloidentheorie des Herrn Oppikofer. Eisenb. XIV. Bd., S. 79, 85 und XV. Bd., S. 31.

BIBLIOTHECA REGIA MONACENSIS

Wassergeschwindigkeit und den ihr entgegentretenden Widerständen erzeugen, bildet jeder Wasserlauf an jeder Stelle in dem Bestreben, Gleichgewichtszustände herzustellen, das seinen gesamten Verhältnissen entsprechende Gefälle, soweit dies die Beschaffenheit des Bettes gestattet, selbst aus, vertieft und erhöht daher sein Bett selbstthätig.

Am erheblichsten ist gewöhnlich der Gefällewechsel in denjenigen Strecken, in denen natürliche Erhebungen im Wasserlaufbett vorhanden sind und als Stauwerke wirken, also oberhalb das Gefälle ermäfsigen und unterhalb verstärken. Derartige natürliche Erhebungen zeigen sich namentlich bei Überresten von Gebirgszügen, welche in früherer Zeit den Abflufs des Wassers mehr oder weniger behinderten und erst im Laufe langer Zeiträume abgewaschen und durchbrochen wurden. Am auffallendsten tritt dieses in den Wasserläufen des Hochgebirges hervor, in denen die terrassenförmige Bildung des Längenprofils die Regel bildet, wie die in Fig. 7 dargestellten, der hydrographischen Karte von Südnorwegen von Haus Nysom (1882) entnommenen Längenprofilskizzen norwegischer Wasserläufe erkennen lassen.

Fig. 7.
Längenprofil-Skizzen norwegischer Wasserläufe.



Fernere Beispiele von Terrassenbildung des Längenprofils finden sich im Rhein, s. F. 3, T. III, oberhalb Schaffhausen im bekannten Wasserfall und bei Bingen, sowie in der Donau[52]) bei Passau, Theben und im Eisernen Thor. Nicht selten sind auch Schuttkegel und Sinkstoffe einmündender Nebengewässer die Veranlassung zu Gefällebrüchen, wie beispielsweise in der Elbe oberhalb Barby an der Saale-Mündung.

[52]) Vergl. v. Lorenz-Liburnau. Die Donau, ihre Strömungen und Ablagerungen. Wien 1890.

Die Stetigkeit der Gefällekurve wird ferner durch die in den Wasserlaufbetten gewöhnlich zahlreich vorhandenen Sinkstoffbänke, welche teils an den Ufern lagern, teils als Mittelfelder hervortreten und sich oft schon zu festen Inseln entwickelt haben, gestört. Sie wirken ebenfalls stauerzeugend und veranlassen, insoweit sie beweglich und dem steten Vorrücken unterworfen sind, selbst für ein und dieselbe Wasserlaufstrecke periodischen Gefällewechsel. Letzterer beeinflufst auch die Pegelbeobachtungen und vermindert sogar deren Wert für gewisse Zwecke. Übrigens erklärt der vielfach eintretende Gefällewechsel die bekannte Erscheinung, wonach die Differenzen zwischen den Wasserständen verschiedener Pegel eines Wasserlaufs veränderlich sind.

Endlich treten noch Änderungen im Gefälle als Folge des Wechsels der Wasserstände und der Wassermenge ein (vergl. die Paragraphen 9 u. 10). Im allgemeinen ist die Gefällekurve bei Niederwasser, wegen der dann am meisten zur Wirksamkeit gelangenden Unregelmäfsigkeiten des Bettes am ungleichmäfsigsten und bei Hochwasser wegen der hierbei erfolgenden Ausgleichung geringer Gefälleverschiedenheiten am gleichmäfsigsten.

Wesentliche Änderungen der Gefällekurve lassen sich nur bei starkem Gefälle in Gebirgsflüssen durch künstliche Einwirkung herbeiführen, vergl. das Kapitel „Regulierung der Flüsse.“

Die Gefälleverhältnisse der wichtigsten deutschen Wasserläufe sind in der Statistik des deutschen Reichs, Band XV enthalten, sodafs hier nachstehende Angaben zum Nachweis der Verschiedenartigkeit des durchschnittlichen relativen Gefälles in einzelnen Strecken der angeführten Wasserläufe genügen, während die Gefälleverhältnisse der Flüsse Rhein, Neckar, Main, Elbe und Saale aus F. 3, T. III und diejenigen der Mosel aus Fig. 6, S. 97 erhellen.

Gefälle des Rheins bei 1,50 m a. P. Köln von Bingen bis Bacharach 1 : 2000, von Bacharach bis Oberwesel 1 : 2439, von Oberwesel bis St. Goar 1 : 4000, von St. Goar bis Boppard 1 : 5585, von Boppard bis Koblenz 1 : 5263, von Koblenz bis Andernach 1 : 3571, von Andernach bis Bonn 1 : 4878, von Bonn bis Köln 1 : 4438, von Köln bis Düsseldorf 1 : 5814, von Düsseldorf bis Ruhrort 1 : 5495, von Ruhrort bis Wesel 1 : 6328, von Wesel bis Emmerich 1 : 7752, von Emmerich bis zur holländischen Grenze 1 : 9600. — Gefälle der Elbe in Böhmen 1 : 2670, im Königreich Sachsen 1 : 3760, im Reg.-Bezirk Merseburg 1 : 4270, im Reg.-Bezirk Magdeburg und Potsdam 1 : 5220, an der preufsisch-hannoverschen Grenze 1 : 5630. — Gefälle der Loire bei Roanne 1 : 1400, bei Digoin 1 : 1570, bei Bec d'Allier 1 : 2143, bei Briare 1 : 2174, bei Orléans 1 : 2667, bei Blois 1 : 2415, bei Tours 1 : 3021, bei Saumur 1 : 4808, bei Pont de Cé (Angers) 1 : 5556, bei Nantes 1 : 7353.

§ 12. Geschwindigkeit. Geschwindigkeit ist das Mafs für die Bewegung, mit der das Wasser in Wasserläufen abfliefst. Die Bewegung erfolgt hierbei durch die Wirkung der Schwerkraft auf geneigter Ebene, also infolge des Gefälles. Ohne Widerstände würde die Bewegung des fliefsenden Wassers nach dem Gesetz des freien Falls der Körper eine stetig zunehmende sein. Diese Geschwindigkeitszunahme oder Beschleunigung wird jedoch beim fliefsenden Wasser durch die Widerstände, welche es in den Wandungen des Bettes und in unregelmäfsigen, durch sehr verschiedenartige Gestaltung desselben erzeugten Wasserbewegungen findet, mehr oder weniger, mitunter auch ganz verzehrt. Ist letzteres der Fall, wird also die Beschleunigung des Wassers durch die Widerstände vollständig vernichtet, so ist nunmehr die Geschwindigkeit auf einer Strecke von gleichmäfsigem Gefälle und gleicher Tiefe in zwei Punkten des Wasserspiegels im Längenprofil gleich grofs. Diese Geschwindigkeit entspricht daher nur der Druckhöhe, d. h. dem Höhenunterschiede jener Punkte, während die Beschleunigung gleich der sog. Widerstandshöhe ist und vollkommen verzehrt wird. In diesem Falle würde die Geschwindigkeit

in jedem einzelnen Punkt des Längenprofils vom relativen Gefälle abhängen. Eine so vollkommene, gleichartige Bewegung findet jedoch in natürlichen Wasserläufen gewöhnlich nicht statt, meist ist sie ungleichartig, weil die unregelmäfsige Gestaltung des Bettes, welche in häufigen Verengungen und Erweiterungen desselben in horizontaler und vertikaler Richtung, sowie in zahlreichen Krümmungen auftritt, das Gefälle beeinflufst und einen häufigen Wechsel desselben und sonach auch eine Änderung der Widerstände veranlafst. Zu letzteren treten aufser denen, die aus der Form und Richtung des Bettes entstehen, noch diejenigen hinzu, welche die Beschaffenheit der Wandungen oder der Grad der Rauheit derselben erzeugt. Am meisten machen sich diese Einflüsse in Gebirgswasserläufen geltend, weil dort, ganz besonders in den sehr zahlreich auftretenden gröfseren oder kleineren Wasserfällen, plötzlicher Wechsel des Gefälles erfolgt und Unregelmäfsigkeiten des Bettes überhaupt am häufigsten vorkommen.

Zwischen Gefälle, Bett und Geschwindigkeit bestehen bei Wasserläufen von einigermafsen regelmäfsiger Beschaffenheit bestimmte Beziehungen. Im allgemeinen ist der Einflufs des Gefälles auf die Geschwindigkeit um so gröfser, je geringer die Widerstände sind. Dies zeigt sich beispielsweise in tiefen und breiten Wasserläufen, deren benetzter Umfang im Verhältnis zum gefüllten Profilinhalt nur wenig Widerstände bietet, weil die Unregelmäfsigkeiten des Bettes dort der grofsen Wassermenge gegenüber nur unwesentlich zur Geltung gelangen, während in flachen und schmalen Wasserläufen die Widerstände bei dem geringen Profilinhalt erheblich sind. Bei gleichem Gefälle ist im letzten Falle die Geschwindigkeit stets wesentlich geringer, als im ersten Falle. Dementsprechend beansprucht der Ent- oder Bewässerungsgraben ein stärkeres Gefälle als der gröfsere Wasserlauf. In ähnlicher Weise ist auch die Geschwindigkeit bei höheren Wasserständen, bei denen die Widerstände bei weitem nicht in dem Verhältnis zunehmen, wie die Wassermenge, gröfser, als bei niedrigen Wasserständen. Dafs das Gefälle jedoch den erheblichsten Einflufs auf die Geschwindigkeit des Wassers ausübt, erhellt schon daraus, dafs die Geschwindigkeit der Wasserläufe im Gebirge, trotz des dort meist vorhandenen geringen Profilinhalts, gröfser ist, als im Hügellande und hier wieder gröfser, als im Flachlande, sofern nicht Ebbe und Flut einwirken und Änderungen bedingen.

In welcher Weise die Geschwindigkeit des fliefsenden Wassers in der Breiten- und Längenrichtung wechselt und die Wasserfäden abfliefsen, ist im dritten Abschnitt dieses Kapitels näher erörtert, auch sind dort die Ergebnisse der bisherigen Untersuchungen zur Ermittelung der mittleren Geschwindigkeit in verschiedenen Wasserläufen aufgenommen, sodafs hier folgende allgemeine Angaben genügen:

Die Geschwindigkeit ist mitunter im Wasserspiegel, häufiger aber — wegen des Widerstandes, den die Luft ausübt — nahe unter dem Wasserspiegel am gröfsten und an der Sohle des Bettes, wegen des Widerstandes, den die feste Masse daselbst dem Wasser entgegensetzt, am kleinsten. Die gröfste Geschwindigkeit eines Querprofils liegt in derjenigen Vertikalen desselben, in der sich die gröfste Wassertiefe vorfindet, die kleinste Geschwindigkeit dagegen in der Vertikalen der kleinsten Wassertiefe. Im allgemeinen nimmt die Geschwindigkeit von der Oberfläche nach der Sohle und von der Mitte des Querprofils nach den Ufern ab, wenn das Profil die gröfste Tiefe in der Mitte besitzt und sich von hier aus nach den Ufern stetig verflacht. Hieraus folgt, dafs sich die einzelnen über- und nebeneinander gelagerten Wasserfäden einer Wasserlaufstrecke sowohl in der Vertikalen als Horizontalen mit verschiedenen Geschwindigkeiten fortbewegen und dafs hieraus noch besondere Widerstände und Störungen der Bewegung entstehen, die einen namhaften Teil der Beschleunigung des fliefsenden Wassers verzehren.

Dort, wo sich im Wasserlauf bei normalen Verhältnissen die gröfste Geschwindigkeit entwickelt, liegt in der Regel die tiefste Rinne, welche Stromrinne und bei schiffbaren Wasserläufen Thalweg oder Fahrrinne genannt wird. Diese Rinne schlängelt gewöhnlich in geraden und wenig gekrümmten Strecken und wechselt hierbei häufig ihre Lage, während sie in starken Krümmungen meist hart am konkaven Ufer verbleibt. In unregulierten natürlichen Wasserläufen treten indessen vielfache Unregelmäfsigkeiten bezüglich der Lage der tiefsten Rinne auf. So spaltet sich dieselbe beispielsweise bei Inseln und Sinkstoffbänken in mehrere Arme oder befindet sich bald in dem einen, bald in dem andern Arm. Die erheblichsten Unregelmäfsigkeiten erzeugt das Hochwasser, wenn dasselbe die Ufer überflutet und nun dem jedesmaligen gröfsten Gefälle, also dem kürzesten Wege folgt und dort grofse Geschwindigkeiten erzeugt.

Die grofse Verschiedenheit der Geschwindigkeit in Wasserläufen erhellt schon aus nachstehenden Angaben:

Geschwindigkeit bei mittlerem Wasserstand des Rheins am Bingerloch 3,42 m, zu Werthhausen 0,63 m, zu Mannheim 1,50 m; bei hohem Mittelwasserstand zu Koblenz 1,88 m. — Geschwindigkeit der unteren Weichsel bei niedrigem Wasserstande im Stromstrich 0,80 bis 0,95 m, bei höherem, namentlich bei steigendem Wasser 1,20 bis 1,90 m. — Geschwindigkeit des Neckars oberhalb Mannheim bei gewöhnlichem Wasserstande durchschnittlich 0,90 m, bei Hochwasser 3 m und darüber. — Geschwindigkeit der Donau bei Wien bei Niederwasser 1,66 m, bei Hochwasser 1,94 m.

§ 13. Entstehung und Bewegung der Sinkstoffe. Sinkstoffe sind feste, im fliefsenden Wasser vorhandene Stoffe, welche teils im Wasser schwebend, teils auf der Sohle des Bettes abgelagert durch die lebendige Kraft des Wassers der Fortbewegung unterliegen. Chemisch mit dem Wasser verbundene, aufgelöste Mineralstoffe gehören nicht zu den Sinkstoffen. Der Gröfse nach scheidet man die Sinkstoffe in Geschiebe, Gerölle, Kies, Sand und Schlick. Geschiebe sind gröfsere, meist scharfkantige Steintrümmer, aus denen durch Glättung der Flächen und Abrundung der Kanten beim Gleiten und Rollen Gerölle entsteht. Aus diesem bildet sich durch weiteres Abschleifen der Flächen und Kanten Kies, während man unter Sand Steintrümmer von geringer Gröfse und unter Schlick feine, erdige Bestandteile versteht. Alle diese Sinkstoffe, mit Ausschlufs des Schlicks, treten in sehr verschiedener Gröfse auf, für die sich bestimmte Grenzen nicht wohl angeben lassen.

Im allgemeinen nimmt die Gröfse der Sinkstoffe der Wassergeschwindigkeit entsprechend, von den Quellen nach den Mündungen der Wasserläufe ab, sodafs letztere im Gebirge vorwiegend Geschiebe und Gerölle, im Hügellande Kies und im Flachlande Sand und Schlick führen, es treten indessen nicht nur die feineren Sinkstoffe schon in den oberen Strecken der Wasserläufe auf, sondern es besitzt auch jede Wasserlaufstrecke Sinkstoffe verschiedener, von der gröfsten und kleinsten Geschwindigkeit des Wassers abhängigen Gröfse.

Die Entstehung der Sinkstoffe findet teils infolge der Zertrümmerung und Verwitterung der Gesteine, teils auch infolge der Wirkung des fliefsenden Wassers statt. Die Zertrümmerung und Verwitterung der Gesteine erfolgt durch die Wirkung der atmosphärischen Niederschläge, der Luft, des Windes, der Wärme und Kälte, namentlich des Frostes und aufserdem noch durch chemische Zersetzung. Die Erzeugnisse dieses Prozesses rollen an den Abhängen nieder, unterliegen hierbei der weiteren Zertrümmerung und bleiben dort, wo ihrer Fortbewegung Hindernisse entgegentreten, liegen. Gelangt hierbei nun auch ein Teil der Gebirgstrümmer alsbald in die Wasserläufe, so wird diesen jedoch der gröfste Teil der Sinkstoffe durch die Wirkung des fliefsenden Wassers auf

die aus Sinkstoffen der Urzeit bestehenden Alluvialschichten der Erdoberfläche zugeführt. Diese Wirkung nimmt mit der Geschwindigkeit des Wassers zu, zeigt sich daher ganz besonders bei den Wildbächen. Das in ihnen abfliefsende Wasser greift die Bachsohle und Ufer stark an, unterwäscht letztere und veranlafst hierdurch das Abrutschen der ihrer Unterstützung beraubten Ufer. Auf diese Weise gelangen Sinkstoffe jeder Art massenhaft in die Wildbachbetten und erzeugen hier solange Stau, bis der Wasserdruck das Hindernis beseitigt und die Sinkstoffe abwärts führt. Hierbei ist die lebendige Kraft oft so bedeutend, dafs selbst grofse Steine und Felsblöcke fortgeschleudert werden. Es kann indessen das durch die Uferabrutschung angestaute Wasser, je nach der Bodengestaltung auch seitwärts seinen Abflufs finden und ein ganz neues Bachbett ausbilden. Die Sinkstoffe rücken in den Wildbächen als Schuttwalzen in einer an anderer Stelle zu erörternden Weise vor und lagern sich entweder in den Gebirgsthälern oder auch unmittelbar in den Gebirgsflüssen ab. In diesen werden durch Uferabbrüche und Sohlenvertiefungen wieder neue Sinkstoffe gebildet, aufserdem aber treten noch diejenigen hinzu, welche zur Zeit der Überschwemmung der Thäler von den oberen Bodenschichten abgelöst und fortgeführt werden, namentlich also Sand, Erde und Humusteile. Von der Bildung feinerer durch Zermahlen und Abschleifen gröfserer Sinkstoffe wird noch weiter unten bei Besprechung der Sinkstoffbewegung die Rede sein. Auch in den Wasserläufen des Hügel- und Flachlandes sind es vorzugsweise die Uferabbrüche und Bodenabwaschungen, welche die Sinkstoffmaterialien liefern, doch nimmt dort in dem Mafse, als sich das Gefälle vermindert, die Zufuhr der gröberen Sinkstoffe ab und die der feineren mit der Erweiterung der Thäler zu.

Eine Sonderung der Sinkstoffe ihrer Gröfse nach findet überall insoweit statt, als die lebendige Kraft des Wassers dies bedingt. Da dieselbe je nach den Wasserständen eine veränderliche ist, lagern sich zeitweise gröbere Sinkstoffe ab, während die feineren noch in der Fortbewegung begriffen sind. Hieraus erklärt sich das gleichzeitige Vorkommen verschieden grofser Sinkstoffe in ein und derselben Wasserlaufstrecke. Die Gröfse der Sinkstoffe läfst die gröfste und kleinste Geschwindigkeit daselbst erkennen, es bleibt indessen diese Gröfse nicht stets dieselbe, da die Ablagerung oder Fortführung der Sinkstoffe, also die Erhöhung oder Vertiefung des Bettes, Gefälleänderungen und dementsprechend auch Geschwindigkeitsänderungen zur Folge hat. Die Ablagerung der gröfseren Sinkstoffe findet vorzugsweise in den Wasserlaufbetten, die der kleineren Sinkstoffe dagegen sowohl dort, als auch auf den höher belegenen Ufern statt, infolge dessen auf letzteren Sand- und Schlick-Alluvionen entstehen, welche die stetige Erhöhung des Überschwemmungsgebiets veranlassen. Namentlich sind es Schlickablagerungen, welche im Laufe der Zeit oft Schichten von grofser Mächtigkeit bilden, vergl. § 14.

Die Fortbewegung der Sinkstoffe erfolgt durch die lebendige Kraft des Wassers, und zwar dadurch, dafs das Wasser auf die Sinkstoffkörper einen Stofs ausübt. Eine Bewegung des Körpers tritt hierbei nur dann ein, wenn der Widerstand desselben durch den Stofs des Wassers überwunden wird. Die Kraft K des Wassers ist vom Gewicht des bewegten Wasserkörpers G und dem Gefälle J abhängig, daher in kg $K = G.J = 1000.t.J$ beispielsweise bei einem Wasserkörper von 1 qm Grundfläche, 8 m Tiefe und bei einem Gefälle von $1:2000 = 4$ kg. Da in dem Ausdruck für die lebendige Kraft $\frac{M.v^2}{2}$ die Masse M in der ersten, die Geschwindigkeit v aber in der zweiten Potenz erscheint, so ergiebt sich, dafs die Fortbewegung der Sinkstoffe wesentlich von der Geschwindigkeit des Wassers abhängig ist.

Denkt man sich einen Sinkstoffkörper als Würfel von der Seite a mit einer Fläche auf der Sohle ruhend, ist γ_0 das Gewicht eines Kubikmeters dieses Körpers, γ das Gewicht eines Kubikmeters Wasser und g die Acceleration der Schwere, so ist der vom Wasser ausgeübte Stofs P bekanntlich $= a^2 \gamma \frac{v^2}{2g}$. Das Gewicht des Würfels ist $a^3 \gamma_0$ und der seiner Verschiebung entgegengesetzte Widerstand $P_1 = f a^3 \gamma_0$, wenn f den betreffenden Reibungskoefficienten bezeichnet. Für das Gleichgewicht mufs $P = P_1$, also $a^2 \gamma \frac{v^2}{2g} = f a^3 \gamma_0$ sein, sodafs

$$a = \frac{\gamma}{2 \gamma_0 g f} v^2 \quad \ldots \ldots \ldots \quad 7.$$

wird, wofür man auch kürzer $a = \alpha v^2$ setzen kann, wenn man die bekannten Gröfsen $\frac{\gamma}{2 \gamma_0 g f}$ mit α bezeichnet.

Auf Grund dieser allerdings nur einseitigen theoretischen Untersuchung pflegt man anzunehmen, dafs die Angriffe des Wassers wie die zweiten, die Widerstände wie die dritten Potenzen der Längenabmessungen der Sinkstoffkörper wachsen und ferner, dafs diese Abmessungen dem Quadrate der Geschwindigkeit des Wassers proportional sind. Das Gewicht der Sinkstoffkörper würde sonach mit der sechsten Potenz der Wassergeschwindigkeit wachsen. Da indessen die Sinkstoffkörper in den verschiedenartigsten Formen auftreten, so wirkt auch der Stofs des Wassers verschieden, je nachdem mehr oder weniger Stofskraft an den nicht normal zur Richtung des Stofses stehenden Flächen des Sinkstoffkörpers verloren geht. Behufs Erlangung einer allgemeinen Formel ist sonach noch ein Koefficient einzuführen, der mit ε bezeichnet werden möge. Hat der Sinkstoffkörper eine abgerundete Form, so kommt für den Stofs des Wassers nur der Flächeninhalt der zur Strömung senkrechten Projektion F des Körpers in Betracht, also

$$P = \varepsilon \,.\, F \,.\, \gamma \,.\, \frac{v^2}{2g}.$$

Bezeichnet man ferner den Inhalt des Sinkstoffkörpers allgemein mit V und stellt noch seinen Gewichtsverlust im Wasser in Rechnung, so ist sein Widerstand

$$P_1 = f \,.\, V \,.\, (\gamma_0 - \gamma),$$

für den Gleichgewichtszustand aber $P = P_1$, d. i.

$$\varepsilon \,.\, F \,.\, \gamma \,.\, \frac{v^2}{2g} = f \,.\, V \,.\, (\gamma_0 - \gamma)$$

und wenn $f = 1/2$ angenommen wird,

$$\varepsilon = \frac{V(\gamma_0 - \gamma) g}{F \gamma \,.\, v^2}, \quad \ldots \ldots \ldots \quad 8.$$

oder

$$v = \sqrt{\frac{V(\gamma_0 - \gamma) g}{F \,.\, \gamma \,.\, \varepsilon}} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 9.$$

Nach Eytelwein ist für die Kugelform $\varepsilon = 0{,}7886$ und nach Sternberg[53]) für die Form des Umdrehungsellipsoids, dessen Längenaxe a doppelt so lang ist, als die kleine Axe b, $= 0{,}8$. Im letzten Falle wird $F = \pi b^2$ und $V = \frac{4}{3} \pi a b^2$, daher, γ_0 für das cbm mit 2200 kg angenommen:

$$v = \sqrt{\frac{\frac{4}{3} \pi a b^2 (2200 - 1000)\, 9{,}81}{\pi b^2 \, 1000 \,.\, 0{,}8}} = 4{,}43 \sqrt{2\,b}$$

oder allgemein

$$v = \zeta \,.\, \sqrt{2\,b}, \quad \ldots \ldots \ldots \quad 10.$$

[53]) Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 485.

Der Wert von ζ hängt aufser von der Form auch noch vom Gewicht und dem Reibungskoefficienten f ab. Nach J. Leslie[54]) ist für Würfel $\zeta = 3{,}23$ und für runde Körper $= 4{,}58$.

Bei einer gewissen Wassergeschwindigkeit scheiden sich hiernach die Sinkstoffe in solche, welche fortbewegt werden und in solche, die liegen bleiben, bei jedem Wechsel der Geschwindigkeit aber tritt eine entsprechende Vermehrung oder Verminderung der Sinkstoffbewegung ein. Durch den Stofs des Wassers gegen die Sinkstoffe wird ein Teil der Wassergeschwindigkeit verzehrt und dieser geht für die weitere Bewegung des Wassers verloren. Aus diesem Grunde ist die Geschwindigkeit desselben an der Sohle und den Wandungen des Bettes am geringsten.

Es soll nun versucht werden, den Geschwindigkeitsverlust v_v an der Sohle zu ermitteln und zwar unter der Annahme, dafs die Vertikalgeschwindigkeitskurve (vergl. § 26) eine Parabel sei. Genau genommen ist zwar ein derartiger regelmäfsiger Verlauf jener Kurve für die an der Sohle belegene Strecke derselben nicht vorhanden, eine Annäherungsrechnung kann man aber immerhin auf obige Annahme stützen. Wird die gröfste Geschwindigkeit mit v_z und die Sohlengeschwindigkeit mit v_s bezeichnet, so ergiebt sich

$$v_v = v_z - v_s, \quad \ldots \quad 11.$$

v_z läfst sich unmittelbar messen, v_s aber durch Rechnung ermitteln. Für eine Parabel mit horizontaler Axe und der gröfsten Geschwindigkeit in der Tiefe a unter dem Wasserspiegel ist dann nach der von Sasse[55]) gegebenen Formel:

$$v_m = {}^1/_3\,(2\,v_z + v_s) + \frac{a\,(v_0 - v_s)}{3\,t}, \text{ daher}$$

$$v_s = \frac{t\,(3\,v_m - 2\,v_z) - a\,.\,v_0}{t - a}, \quad \ldots \quad 12.$$

worin v_0 die Oberflächen-, v_m die mittlere Geschwindigkeit und t die Wassertiefe bezeichnen, während unter Annahme einer Parabel mit vertikaler Axe und gröfster Geschwindigkeit im Wasserspiegel vom Verfasser[56])

$$v_s = 3\,v_m - 2\,v_0 \quad \ldots \quad 13.$$

gefunden wurde. Letztere Formel stimmt mit Gl. 12 in der Bezeichnung überein, sobald dort die gröfste Geschwindigkeit in der Oberfläche, also $v_z = v_0$ angenommen, der Wert von a sonach $=$ Null wird. Trotzdem sind beide Formeln nicht völlig gleich, weil v_m bei Gl. 12 in der Tiefe $\left(1 - \sqrt{\frac{1}{3}}\right) t$, bei Gl. 13 aber in $\frac{4}{9}\,t$ über der Sohle liegt. Aus den Gleichungen 11 u. 13 ergiebt sich

$$v_v = 3\,(v_0 - v_m)\,, \quad \ldots \quad 14.$$

d. h. der Geschwindigkeitsverlust gleich der dreifachen Differenz der gröfsten oder Oberflächen- und der mittleren Geschwindigkeit. Dieser Geschwindigkeitsverlust ist indessen nur zum Teil eine Folge des Stofses, welchen das Wasser auf die an der Sohle befindlichen Sinkstoffkörper ausübt, zum Teil auch eine Folge der inneren, ebenfalls lebendige Kraft verzehrenden Bewegungen des Wassers, vergl. § 12.

Dies sowohl, als die verschiedene Art der Fortbewegung der Sinkstoffkörper erschwert die Ermittelung der Beziehungen zwischen Geschwindigkeitsverlust, lebendiger Kraft und Grad der Fortbewegung der Sinkstoffkörper.[57])

Eine weitere Klärung der in vorstehendem besprochenen Beziehungen läfst sich nur von in Zukunft anzustellenden Beobachtungen erwarten, da die bisherigen äufserst dürftig sind und sich im wesentlichen auf die Dubuat'schen (vergl. auch das Kapitel „Wasserleitungen") und auf diejenigen von Umpfenbach erstrecken.

Nach Dubuat hört die Fortbewegung nachstehender Sinkstoffe auf, wenn sich die Geschwindigkeit des Wassers bis zu den angegebenen Werten verringert, und zwar:

[54]) Stevenson. On harbours. Edinburgh 1864, Kap. IX, S. 158.

[55]) Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 363.

[56]) Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 83.

[57]) Vergl. Möller. Über den Begriff Reibungs- und Bewegungsgröfse bei fliefsendem Wasser. Arch. d. Ver. zur Förderung des Gewerbefleifses 1890, S. 231.

Anisgrofse Sandkörner bei einer Geschwindigkeit von 0,108 m
Sinkstoffe von Erbsengröfse bei einer Geschwindigkeit von 0,189 „
„ „ Bohnengröfse „ „ „ „ 0,325 „
Abgerundete Sinkstoffe von 0,027 m Gröfse bei einer Geschwindigkeit von 0,650 „
Kantige „ „ Hühnereigröfse „ „ „ „ 0,975 „

Nach Umpfenbach enthält das Bett kleinerer Flüsse bei nachstehenden Geschwindigkeiten v_0 an der Wasseroberfläche folgende Sinkstoffe:

Kies von 0,026 m Durchmesser, bei $v_0 = 0,942$ m
„ „ 0,052 „ „ „ $v_0 = 1,569$ „
Steine „ 0,00515 cbm Inhalt, „ $v_0 = 2,197$ „
„ „ 0,0309 „ „ „ $v_0 = 3,138$ „
„ „ 0,0618 „ „ „ $v_0 = 4,708$ „

während nach Funk für Granitgeschiebe von 0,048 bis 0,060 m Dicke $v_0 = 1,74$ m ist.

Hierher gehören auch die 1874 von Suchier im Oberrhein unfern Alt-Breisach[58]) angestellten Versuche, bei denen die Sinkstoffe auf der Sohle in Ruhe befindlich angetroffen und durch Aufrühren mittels Stangen in die Bewegung übergeführt wurden. Dieselben setzten sodann die Bewegung fort und zwar bewegte sich Kies bis zur Erbsengröfse bei 0,748 m Geschwindigkeit, welche 5 cm über der Sohle gemessen wurde,

Kies bis zur Bohnengröfse bei 0,897 m desgl.
„ „ „ Haselnufsgröfse „ 0,923 „ „
„ „ „ Taubeneigröfse „ 1,123 „ „
Steine „ 1000 g Gewicht „ 1,589 „ „
„ „ 2500 „ „ „ 1,800 „ „

und sämtliche Geschiebe waren in Bewegung bei 2,063 m Geschwindigkeit.

Man vergleiche hierzu die in Kap. IV, § 2 gemachten Angaben.

Die Art der Fortbewegung der Sinkstoffe ist wesentlich von der Gröfse derselben abhängig. Während die feinsten Sinkstoffe, als Schlick, Humus und Thonteilchen, schwebend oder schwimmend im Wasser annähernd mit der Geschwindigkeit desselben fortgeführt werden, zeigt sich diese Art der Bewegung beim Sande nur zeitweise bei gröfserer Wassergeschwindigkeit, wobei indessen letztere gröfser ist, als die des bewegten Sandes. Auch erfolgt bei heftigem Wasserstofs ein sprungweises Vorrücken des Sandes. Dieses schwimmende oder springende Vorrücken hört auf, sobald die Stofskraft soweit nachläfst, dafs der Sand, dem Gesetz der Schwere folgend, auf die Sohle niedersinken kann. Dort nimmt derselbe zunächst eine rollende und gleitende Bewegung an, falls die Wassergeschwindigkeit hierzu ausreicht, andernfalls bleibt er liegen. Das schwimmende und springende Vorrücken des Sandes läfst sich beispielsweise aus den zur Zeit des Hochwassers erfolgten Versandungen hochbelegener Ufergrundstücke erkennen, die rollende und gleitende Bewegung aber in kleinen, sandführenden Wasserläufen. Die Bettsohle wird daselbst aus normal zur Strömung liegenden Sandwellen mit aufwärts gekehrten flachen und abwärts gekehrten steilen Abhängen derartig gebildet, dafs sich an den steilen Abhang jeder Sandwelle in geringer Entfernung abwärts der flache Abhang der folgenden anschliefst. Auf der Oberfläche des flachen Abhangs sind die Sandkörner in Bewegung, doch ist diese im Wellenscheitel und in der Nähe desselben eine lebhaftere, als in der Nähe des Wellenfufses, weil hier die Sandkörner einer ge-

[58]) Döll. Deutsche Bauz. 1883, S. 332.

ringeren Strömung ausgesetzt sind, als dort. Das einzelne Sandkorn steigt wahrscheinlich zunächst gleitend, dann aber rollend den flachen Abhang hinan, überschreitet rollend den Wellenscheitel und stürzt dann den steilen Abhang hinab. Hier bleibt es, unter dem Schutz des letzteren der Strömung entzogen, liegen, wird von den folgenden Sandkörnern überdeckt und gelangt erst dann wieder in Bewegung, wenn sämtliche Sandkörner, aus denen jene Welle bestand, in gleicher Weise vorgeschritten sind, indem es nun wieder am Fufse des flachen Abhangs der neu gebildeten Welle dem unmittelbaren Angriff des Wassers ausgesetzt wird, um von neuem seine Wanderung zu beginnen. Das Vorrücken der Sandwellen erfolgt sonach durch stete Fortbewegung der obersten Sandschichten, welche den jedesmaligen flachen Abhang bilden.

Nach Beobachtungen von Dubuat[59]) soll auf diese Weise Sand bei mäfsiger Wassergeschwindigkeit in einer halben Stunde um 0,105 bis 0,131 m und in zwei Jahren um etwa 5 km vorrücken, wobei unter mäfsiger Geschwindigkeit für feinen Sand mehr als 0,157 m und für groben Sand mehr als 0,209 m i. d. Sekunde zu verstehen ist.

Die von Partiot an der Loire angestellten Beobachtungen haben folgende Ergebnisse geliefert. Zwischen Briare und Angers wurden 4500 Beobachtungen über die Fortbewegung des Sandes angestellt. Es ergab sich dieselbe von Juni bis November 1858 zu 2,24 m in 24 Stunden und von November 1858 bis Juni 1859 zu 9 m in 24 Stunden.

Nach Versuchen von Sainjon im Jahre 1862 fand eine regelmäfsige Fortbewegung bei einer Geschwindigkeit von über 1 m im Flusse nicht mehr statt. Es wurden vielmehr die den Rücken ersteigenden Sandkörner unregelmäfsig fortgeführt. Bei einer Geschwindigkeit des Wassers

von	0,59	0,74	0,84	1,015 m
betrug das Fortrücken	2,62	5,09	6,32	10,28 m in 24 Stunden.

In grofsen Wasserläufen ist die Geschwindigkeit des Wassers, namentlich zur Zeit des Hochwassers so erheblich, dafs der Sand schwimmend und springend fortbewegt wird, infolge dessen oft in kurzer Zeit grofse Sandmengen an geschützten Stellen des Bettes sich ablagern. Eine derartige Einwirkung auf den Sand läfst sich auch bei Ausführung von Regulierungsbauwerken, welche die Vertiefung des Bettes bezwecken, beobachten. Die verstärkte Wassergeschwindigkeit führt hierbei oft in einem Tage Sandschichten von 1 m Höhe und mehr an den der Strömung ausgesetzten Stellen der Sohle fort.

Die Ablagerung des Sandes erfolgt vorzugsweise an konvexen Ufern oder auch in der Mitte des Bettes, falls dieses sich dort übermäfsig erweitert und dieserhalb einen Verlust an Tiefe und Geschwindigkeit des Wassers erleidet. Bei fallendem Wasserstande treten diese Ablagerungen als Uferbänke und Mittelfelder über Wasser hervor, und sind dann insoweit der Fortbewegung bis zur nächsten Überflutung ganz entzogen.

Die Art der Bewegung der gröberen Sinkstoffe ist bei grofsen und tiefen Wasserläufen schwer zu beobachten. Dafs eine Bewegung erfolgt, ergiebt sich aus dem Geräusch, welches das Gleiten und Rollen der Sinkstoffe auf der Sohle erzeugt und aus dem thatsächlichen Vorrücken der aus ihnen gebildeten Uferbänke. Sehr wahrscheinlich vollzieht sich die gleitende und rollende Bewegung in ähnlicher Weise, wie beim Sande auf der ebenfalls wellenförmig gebildeten Oberfläche der Sohle, die springende aber nur zeitweise bei grofser Wassergeschwindigkeit.

[59]) Principes d'hydraulique I., § 72.

Über die Art der Fortbewegung giebt auch die Form der nach Ablauf der Hochfluten über Wasser hervortretenden Ablagerungen der aus Gerölle und Kies bestehenden Uferbänke und Mittelfelder Aufschlufs. Diese Form läfst erkennen, dafs bei Hochfluten ein Massentransport der Sinkstoffe eintritt[60]), indem die oberen Schichten der auf der Flufssohle vorhandenen Geschiebe-, Gerölle-, Kies- und Sandablagerungen in ihrer gesamten Masse durch die verstärkte Strömung, etwa in der Weise, wie Erde, Getreide, Kohlen, Erze u. s. w. in geneigter Schuttrinne abwärts gelangen, gleitend, rollend und springend, dem jedesmaligen Antriebe folgend, fortbewegt werden. Die Stärke der so in Bewegung gesetzten Schichten von Sinkstoffen ist von dem Grade der Strömung abhängig, möchte aber in Gebirgsflüssen nach der Art der durch ihre steilen Böschungen deutlich erkennbaren Ablagerungen zu schliefsen, auf etwa 15—30 cm anzunehmen sein. Die oberste Schicht der neuen Ablagerung macht dort, wo die stärkste Strömung geherrscht hat, beispielsweise unmittelbar hinter Verlandungs-Öffnungen von Parallelwerken, den Eindruck, als sei sie mit Geschieben und Geröllen, die normal zur Strömung dicht nebeneinander stehen, regelrecht abgepflastert worden. Immer zeigen die Ablagerungen aufwärts flachen und abwärts steilen Abhang.

Die Frage, ob bei der Wanderung der Uferbänke die Sinkstoffe stets an derselben Uferseite verbleiben, ist noch nicht endgültig entschieden. Die Wahrscheinlichkeit spricht dafür, dafs in der Regel die Hauptmasse der Uferbänke die Uferseite nicht wechselt, da jeder einzelne Sinkstoffkörper von annähernd parallelen Wasserfäden gestofsen wird und der Richtung dieses Stofses, in welcher er die geringsten Widerstände findet, folgt. Nur in den Übergängen und in sehr unregelmäfsigen Strecken, in denen sich durch Wirbel heftige Querströmungen bilden, wird ein seitliches Ablenken der Sinkstoffe aus der Richtung der Strömung, jedoch auch hier nur in seltenen Fällen eine Überschreitung der tiefen Stromrinne erfolgen können. In ähnlicher Weise rücken auch die Mittelfelder vor, deren Masse jedoch, je nach Gestaltung des Bettes und Richtung der Strömung, teils die Masse der Uferbänke vermehrt, teils in der tiefen Rinne fortgeführt wird.

Nach den am Oberrhein von Grebenau angestellten Beobachtungen wechseln die dort vorhandenen aus grobem Kies bestehenden Uferbänke zwar den Ort, aber nicht die Uferseite. Sie rücken jährlich um 300—600 m vor, je nachdem die Jahreswasserstände wechseln. So betrug das durchschnittliche jährliche Vorrücken in der Zeit von 1831—1867 auf der Strecke von Lauterburg bis Leimersheim 278 m, in dem besonders wasserreichen Jahre 1867 dagegen innerhalb 6 Monaten 683 m und im Jahre 1872, in welchem ein aufsergewöhnliches Hochwasser eintrat, rückten die 181 Kiesbänke auf der Strecke von Hüningen bis Lauterburg um 623 m vor. Am Oberrhein findet die Fortbewegung der Bänke hauptsächlich in den Sommermonaten statt, da derselbe bekanntlich abweichend von anderen Flüssen, in normalen Jahren bedeutende Hochfluten im Sommer abführt, während in den Wintermonaten meist nur die unter Wasser befindlichen Böschungen der Bänke der Veränderung unterliegen.

Die gröfsten Sinkstoffe jeder Wasserlaufstrecke finden sich in der tiefsten Rinne, aus der sie jedoch zur Zeit des Hochwassers bei aufsergewöhnlich starker Strömung zum Teil auch auf einzelne Uferflächen gelangen. Namentlich geschieht dies bei Krümmungen auf den konvexen Ufern, da sich hier bei Überflutungen das gröfste Gefälle entwickelt, aufserdem auch bei Deichbrüchen, wobei meist Sinkstoffe von ungewöhnlicher

[60]) Schlichting. Flufsregulierungen in Süddeutschland. Deutsche Bauz. 1888, S. 333, u. Über Wasserläufe der alpinen Schweiz. Deutsche Bauz. 1883, S. 114.

Gröfse in der Nähe der Bruchstellen nach Ablauf des Hochwassers im Binnenlande angetroffen werden. Dieselben entstammen sowohl der tiefsten Rinne, als auch den tieferen Alluvialschichten, in denen sie in früheren Zeiten abgelagert worden sind und bei plötzlicher Durchbrechung der Deiche aus den durch aufsergewöhnliche Strömungen gebildeten tiefen Kolken aus Flufsbett, Vorland und Binnenland gewaschen und fortgeschleudert werden.

Die teils nur zeitweise, teils auch dauernd eintretende Fortbewegung der Sinkstoffe hat eine Formveränderung derselben zur Folge. Während die vom Wildbach fortgeschobenen Steine und Felstrümmer als Geschiebe meist scharfkantige Körper bilden, zeigt das Gerölle schon abgerundete Kanten. Mit der Abnahme der Gröfse der Sinkstoffe nimmt im allgemeinen die Abrundung zu. Hierbei entstehen sehr verschiedenartig geformte Körper, welche teils als Umdrehungs-Ellipsoide gestaltet, teils auch vorzugsweise auf einer oder auf zwei Seiten abgeflacht sind. Unzweifelhaft findet durch stete Reibung, Stofs und Zertrümmerung der Sinkstoffe eine stete Verkleinerung derselben bei ihrer Fortbewegung statt, diese Verkleinerung erreicht aber eine gewisse Grenze, welche wesentlich von der Härte des Steinmaterials, aus dem die Sinkstoffe entstanden sind, und von der Wassergeschwindigkeit abhängt. Dafs sich indessen ein Felsstück durch stetige Fortbewegung im Wasserlaufbett schliefslich in Sand verwandeln könnte, ist nicht wahrscheinlich, wie sich schon aus den bei den einzelnen Sandkörnern vielfach vorhandenen scharfen Kanten, ganz besonders aber daraus ergiebt, dafs Sand schon in den Wildbächen auftritt und von hier aus den unteren Flufsstrecken bis zu den Mündungen ins Meer zugeführt wird. Durch Verwitterung weicher Steinarten und Absplitterungen mag sich auch in den Wasserlaufbetten Sand bilden, die überwiegende Menge des dort vorhandenen Sandes entstammt jedoch zweifellos den Alluvialschichten, welche sich aus den durch Verwitterung verschiedener Gesteine gebildeten kleinen Steintrümmern auf der Oberfläche der Erde, insbesondere in den Thälern der Wasserläufe und an Bergabhängen, aus den Gewässern der Urzeit abgelagert haben und bei Uferabbrüchen in die Wasserläufe gelangen. Zu den Gesteinen, deren Zertrümmerung das Sandmaterial ursprünglich geliefert hat, gehören vorzugsweise Quarz, Kalk, Dolomit, Feldspat und Porphyr.

Andere Autoren sind zu abweichenden Ergebnissen gelangt, von Hochenburger insbesondere leitet in „Über Geschiebebewegung und Eintiefung fliefsender Gewässer, Leipzig 1886“, verschiedene Formeln für die Geschiebebewegung aus Beobachtungen ab, deren Richtigkeit später (vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 237) von ihm an der Isar geprüft und bestätigt wurde. Er nimmt an, dafs sich die Geschiebe bei ihrer Fortbewegung im strömenden Wasser nach und nach derartig verkleinern, dafs sie schliefslich in den unteren Flufsstrecken, weit entfernt vom Ursprungsgebiete, als Sand und Schlamm ankommen. Den Beweis hierfür bringen indessen auch die sehr eingehenden und wertvollen Untersuchungen Hochenburgers über Geschiebebewegung in der Mur auf der 77 km langen Strecke von Wagnitz bis Leitersdorf nicht bei, denn es ist nicht ermittelt worden, dafs die der untersten Flufsstrecke entnommenen Geschiebe thatsächlich der obersten Flufsstrecke entstammen und den Weg von 77 km Flufslänge in Wirklichkeit zurückgelegt haben. Bei Feststellung des Gewichts, der Form und der Gröfse der Geschiebe ergab sich vielmehr, dafs die der untersten Strecke ein gröfseres spezifisches Gewicht besitzen, als die der obersten Strecke, dafs beide also zu verschiedenen Stammorten gehören und daher nicht zu dem Zweck, das Mafs der durch ihre Fortbewegung bewirkten Verkleinerung festzustellen, benutzt werden können. Durch

Versuche in natürlichen Wasserläufen wird die Frage der Verkleinerung der Sinkstoffkörper bei ihrer Fortbewegung überhaupt kaum zu lösen sein, weil der Ursprung derselben nicht mit Sicherheit nachweisbar ist. Hier können nur Versuche in künstlichen Gerinnen sicheren Aufschlufs geben. Das aber lehren die natürlichen Wasserläufe, dafs die Fortbewegung der Sinkstoffe je nach deren Gröfse und je nach der Wassergeschwindigkeit sehr verschiedenartig ist, dafs gleichzeitig Sinkstoffe von verschiedener Gröfse fortbewegt werden, und dafs hierbei eine Sichtung derselben stattfindet, indem die gröfseren Sinkstoffe bei einer gewissen Geschwindigkeit ihre Bewegung unterbrechen und liegen bleiben, während kleinere Sinkstoffe ihre Bewegung noch fortsetzen. In jeder Flufsstrecke müssen sich dauernd grofse Massen von Sinkstoffen und zwar von solchen ablagern, die von der Strömung nicht mehr fortbewegt werden können, daher niemals nach dem Meere gelangen.[61])

Nach Versuchen von Frisi[62]) lassen sich harte Steine durch Schütteln und Stofsen in den Ecken und Kanten abrunden, doch bilden die Abfälle hierbei keineswegs Sand, sondern nur Staub und Schlamm, je nachdem die Masse trocken oder nafs ist. Hiernach tragen die Abfälle, welche aus der Abschleifung der Sinkstoffe entstehen, vorzugsweise zur Bildung des Schlicks bei.

Bei der Formveränderung der Sinkstoffe ist übrigens die Gestaltung, in der sie zuerst in die Wasserläufe gelangen, von wesentlichem Einflufs und da diese eine sehr ungleichmäfsige ist, zeigen auch die Sinkstoffe bei der Fortbewegung in allen Wasserlaufstrecken grofse Formverschiedenheiten. Versucht man die Vorgänge bei der Formveränderung aufzuklären und nimmt man zu diesem Zweck einen grofsen Sinkstoffkörper ursprünglich als Würfel an, so wird derselbe bei einer Wassergeschwindigkeit, die eben seinen Widerstand überwindet, ins Gleiten geraten und erst bei zunehmender Geschwindigkeit umkanten. Im ersten Falle erfolgt ein Abschleifen seiner Lagerfläche, im letzten eine Abrundung seiner Drehungskante. Da die Wassergeschwindigkeit nicht regelmäfsig wechselt, sonach auch kein regelmäfsiger Wechsel zwischen Gleiten und Umkanten eintritt, wird der Würfel zeitweise nur gleiten und hierbei seine Lagerfläche immer mehr abschleifen. In dem Mafse, wie dieses geschieht, vermindert sich seine Höhe und mit ihr die Gröfse der Angriffsfläche, auf welche der Stofs des Wassers wirkt. Zum Umkanten ist nunmehr schon eine gröfsere Wassergeschwindigkeit erforderlich, als im ersten Stadium seiner Fortbewegung. Auf regelmäfsig geneigter Ebene würde der von parallelen Wasserfäden gestofsene Körper bei einer gewissen Wassergeschwindigkeit keine Veranlassung zur Änderung seiner Lage und seiner gleitenden Bewegung haben, sonach durch stetes Gleiten seine Lagerfläche immer mehr abschleifen. Bei der unregelmäfsigen Gestaltung der Bettsohle dagegen treten dem Körper verschiedenartige Hindernisse entgegen und diese geben sowohl zur Änderung seiner Lage, als auch zu einem Wechsel zwischen gleitender und rollender Bewegung Gelegenheit. Immerhin wird sich die gleitende Bewegung vorzugsweise auf seiner schon abgeschliffenen, glatten Lagerfläche vollziehen, weil hier die Reibungswiderstände am geringsten sind und aufserdem auch in dieser Lage die relativ geringste Geschwindigkeit des Wassers zu seiner Fortbewegung erforderlich ist. Aus dem letzten Grunde ist auch die der Lagerfläche gegenüberstehende Fläche zur gleitenden Fortbewegung besonders günstig, sodafs bei einem etwaigen Kanten auch auf dieser Fläche das Fortgleiten erfolgt. Je mehr sich beide genannten Flächen abschleifen, desto mehr verliert der ursprüngliche Würfel an Höhe und kann in den weiteren Entwickelungsstufen nach und nach verschiedene Formen annehmen. Immerhin würde der Würfel eine gewisse Regelmäfsigkeit der Form beibehalten, während sich bei anders gestalteten Körpern entsprechende unregelmäfsige Formen ausbilden müssen.

Inwieweit die feineren Sinkstoffe, namentlich Sand, einer Formveränderung als Folge der Fortbewegung in den Wasserlaufbetten unterliegen, ist zweifelhaft, weil das Sandkorn infolge geringer Gröfse und geringen Gewichtes wahrscheinlich beim Gleiten und Rollen eine Abschleifung entweder überhaupt nicht, oder doch nur in sehr geringem

[61]) Vergl. Heyne. Ein Beitrag zur Hydrographie und physikalischen Geographie. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, No. 28 und 1889, S. 237.

[62]) Hagen, II. Teil, 1. Bd., S. 164. 3. Aufl.

Grade erleidet, wie die vielfach beim Sande vorkommenden scharfen Kanten vermuten lassen. Man vergleiche übrigens die unten angeführten Mitteilungen.[63])

Die Menge der Sinkstoffe (mit Ausnahme von Schlick), welche durch die Wasserläufe in Bewegung gesetzt werden, hat sich bisher nur annähernd ermitteln lassen und wird auch für die Folge schon deshalb schwer festzustellen sein, weil die Menge, selbst in ein und derselben Wasserlaufstrecke, eine sehr veränderliche ist, je nachdem Wasserstände, Uferabbrüche und bauliche Anlagen einwirken. Ein Fortschritt wird in diesem Teil der Wissenschaft überhaupt nur dann zu erwarten sein, wenn es durch Beobachtungen in kleinen Wasserläufen und künstlichen Rinnen gelingt, die unzweifelhaft bestehenden gesetzmäfsigen Beziehungen zwischen Wassermenge, Gefälle, Wassertiefe und Sinkstoffen zu ermitteln.

Nach Grebenau beträgt der kubische Inhalt der Kiesbänke im Oberrhein, soweit eine alljährliche Fortbewegung derselben erfolgt, durchschnittlich etwa 1 Million Kubikmeter pro Bank. Nach Wex[64]) sind in dem 1875 normalmäfsig hergestellten Bett des Donaudurchstichs bei Wien auf der Strecke von Nufsdorf bis Albern folgende, auf Grund sehr umfassender Peilungen ermittelte Veränderungen eingetreten. Es wurden im April 1876 im Flufsbett an Sinkstoffen 82 581 cbm abgelagert, im März 1877 dagegen 556 219 cbm fortgeführt und im April 1879 wieder 93 268 cbm abgelagert vorgefunden. Beobachtungen im Missouri in der Zeit vom Februar bis Oktober 1879 (vergl. Deutsche Bauz. 1880, S. 334) haben ergeben, dafs im Mittel innerhalb 24 Stunden zu St. Charles 36 809 cbm im Wasser schwebende Sinkstoffe mit Ausschlufs der an der Bettsohle bewegten, fortgeführt wurden. Das Maximum betrug vom 2. bis 3. Juli 314 299 cbm. Nach Untersuchungen im Mississippi (La Nature 1879, vom 23. August) bilden die in Bewegung befindlichen Sinkstoffe dort $^{1}/_{1500}$ des Gewichts und $^{1}/_{2900}$ des Rauminhalts des abfliefsenden Wassers, sodafs jährlich bei 526 000 Millionen cbm Wassermenge 180 Millionen cbm Sinkstoffe in den mexikanischen Golf geführt werden sollen. Vergl. ferner Durand Claye. Annales des ponts et chaussées 1885, S. 1165 bis 1178 und Klunzinger. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 338 u. 345.

Die grofse Menge der fortbewegten Sinkstoffe läfst sich am besten bei den mit Buhnen regulierten Flüssen an den Alluvionen zwischen den Regulierungswerken erkennen und beobachten. So sind beispielsweise durch die seit 1875 bis jetzt in der Memel erbauten Buhnen Alluvionen entstanden, welche Hunderte von Hektaren des früheren Flufsbettes einnehmen und zur Zeit nutzbare Weidenwerder bilden.

Nur bezüglich des Gehalts der Wasserläufe an Schlick[65]) haben die zahlreich angestellten Beobachtungen wertvolle Resultate geliefert, welche in dem Kapitel „Meliorationen“ mitgeteilt sind. Hier möge erwähnt werden, dafs bei verschiedenem Wasserstande der Schlickgehalt der Wasserläufe verschieden ist, dafs jedoch keineswegs die höchsten Wasserstände mit dem gröfsten Schlickgehalte zusammenfallen. Der kleinste Schlickgehalt zeigt sich bei den Beharrungszuständen, der gröfste bei Wasserständen,

[63]) Hübbe. Von der Beschaffenheit und dem Verhalten des Sandes. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 19 u. 183. — Partiot. Mémoires sur les sables de la Loire. Ann. des ponts et chaussées 1871, 1. Sem., S. 233. — Lechalas. Note sur les rivières à fond de sable. Ann. des ponts et chaussées 1871, 1. Sem., S. 381. — Hübbe. Von der Bewegung des Wassers im Sande. Zeitschr. f. Bauw. 1861, S. 389.

[64]) Fortschritte der Ausbildung des regulierten Donaubettes bei Wien. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880.

[65]) v. Horn. Untersuchungen über den Schlickgehalt der niederländischen Ströme. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 667.

die sich nicht bedeutend über das eigentliche Ufer erheben. Die klarste Beschaffenheit des Wassers ist mit den niedrigsten Wasserständen verbunden. In Betreff des Gehalts der Flüsse an feineren Sinkstoffen und der weiteren eigentümlichen Eigenschaften des Schlicks vergl. die Besprechung des Seeuferbaues in der dritten Abteilung dieses Werks.

§ 14. Bildung der Wasserlauf-Betten und der Thäler. Die ursprüngliche Entstehung der Wasserläufe gehört der Urzeit an. Das aus der Atmosphäre in Form von Niederschlägen niederfallende Wasser wurde den Vertiefungen der Erdoberfläche teils unmittelbar, teils von den Bergabhängen zugeführt, da auf diesen der Abfluſs desjenigen Wassers, welches weder verdunstete, noch versickerte, in geringerer oder grösserer Menge vereinigt, nach dem Gesetz der Schwere erfolgen muſste. Indem sich die Zuflüsse in den Vertiefungen der Erdoberfläche ansammelten, entstanden dort stehende Gewässer. Soweit diese den Zufluſs nicht aufzunehmen vermochten, wurden ihre niedrigsten Ränder überflutet und durchbrochen. Hierbei ergossen sich die Fluten, dem natürlichen Gefälle folgend, in benachbarte tiefer belegene Becken und bildeten nach und nach zusammenhängende Wasserläufe, welche schlieſslich in die gröſsten Becken der Erde, in die Meere mündeten. Daſs derartige Durchbrechungen stehender Gewässer in früherer Zeit erfolgt sind, läſst sich aus der zeitigen Beschaffenheit mancher Fluſsthäler und Fluſsbetten schlieſsen, so beispielsweise aus dem Bett der Donau bei Kehlheim, Passau, Neuburg, oberhalb Wien, Preſsburg, oberhalb Ofen und Orsova[66]), nicht minder aus der Gestaltung des Rheinbettes bei Bingen und des Elbebettes bei Meiſsen.

Die Bildung und Umgestaltung der in den zeitigen Fluſsthälern vorhandenen Wasserlaufbetten war und ist fast ausschlieſslich, wenn man von den hier nicht zu erörternden chemischen Einflüssen[67]) absieht, eine Folge derjenigen mechanischen Arbeit, welche das flieſsende Wasser dadurch leistet, daſs es beim Ablauf auf geneigter Fläche auf die ihm dort entgegentretenden Hindernisse einen Stoſs ausübt, der alle nicht widerstandsfähigen Stoffe ablöst und fortführt. Infolge dieser „Erosion“ schneiden die Wasserläufe selbstthätig ihre Betten in die Erdoberfläche überall dort ein, wo letztere dem Wasserstoſs nicht zu widerstehen vermag. Dies kann indessen nicht gleichmäſsig geschehen, weil der Stoſs nicht überall gleichmäſsig wirkt, und auch die Beschaffenheit der Erdoberfläche nicht gleichmäſsig ist. Im allgemeinen zwar folgt das Wasser beim Abfluſs auf geneigter Ebene dem stärksten Gefälle, es wird aber von dieser Richtung bei der unregelmäſsigen Gestaltung und Beschaffenheit der Erdoberfläche vielfach abgelenkt, indem es bei jedem ihm entgegentretenden Hindernis die Richtung einschlägt, in welcher sich die geringsten Widerstände vorfinden. Hierdurch entstehen in den Wasserlaufbetten jeder Art notwendigerweise Krümmungen. Da aber in diesen der Wasserstoſs auf die konkave Wandung des Bettes gerichtet ist, muſs auch hier am ersten eine Ablösung und Fortführung der nicht widerstandsfähigen Bestandteile der Wandung erfolgen; nach und nach muſs sich somit ein Uferabbruch entwickeln. Hierdurch nimmt die Krümmung zu, und je mehr dies geschieht, um so mehr wird das aus ihr abflieſsende Wasser dem gegenüberliegenden Ufer zugeführt, sodaſs nun auch dieses angegriffen und zu einer Konkaven umgebildet wird, welche wieder in ähnlicher Weise die Richtung der Strömung unterhalb beeinfluſst. Indem sich dieser Vorgang in allen geraden Strecken der Wasserläufe wiederholt, entstehen mit regelmäſsigem Wechsel der Uferseite aufeinander folgende

[66]) Berghaus. Allgemeine Länder- und Völkerkunde, Bd. II. — Cotard. L'aménagement des eaux. Annales du genie civil et annales industr. 1879.

[67]) Poleck. Beiträge zur Kenntnis der chemischen Veränderungen flieſsender Gewässer. Breslau 1869.

Krümmungen in Schlangenlinien (Serpentinen). Da sich die Konkaven bei dem stetigen Angriff des Wassers immer mehr ausbilden und die Stromkraft schliefslich die Landzungen zwischen je zwei auf derselben Uferseite belegenen, benachbarten Konkaven durchbricht, entstehen dort neue Betten, in welchen das Wasser dem kürzeren Wege folgt und demgemäfs seine Geschwindigkeit vermehrt. Je nach der Richtung der Strömung werden auch die neuen Betten wieder ungleichmäfsig angegriffen, sodafs auch in diesen wieder neue Krümmungen auftreten. Es ergiebt sich hieraus mit Notwendigkeit eine stete Umgestaltung aller nicht widerstandsfähigen Betten und diese zeigt sich ganz besonders in Wasserläufen mit starkem Gefälle und grofser Wassermenge. Wesentlich beschleunigt wird die Umgestaltung der Betten noch durch die beim Abbrechen der Ufer losgelösten und durch die von Seitenzuflüssen zugeführten Sinkstoffe. Nur ein geringer Teil derselben lagert sich zur Zeit des Hochwassers auf der Thalsohle, namentlich auf den Uferrändern ab und bewirkt hier nach und nach oft eine derartige Erhöhung derselben, dafs die entferntere, niedriger bleibende Thalfläche sogar in ihrer natürlichen Entwässerung behindert wird. Wie bemerkenswert indessen die Ufererhöhungen hierdurch im Laufe der Zeit werden, zeigen die der auf S. 89 genannten Abhandlung „Das Wasser im alten und neuen Ägypten“, von Max Eyth entnommenen Querprofile durch das Nil-Thal in Ober-Ägypten, Fig. 8 und durch das Nil-Delta in Fig. 9 (vergl. Lageplan Fig. 11, Seite 115). Überall bilden die mit Sommerdeichen versehenen Nil-Ufer Höhenrücken,

Fig. 8.

Querprofil durch das Nil-Thal in Ober-Ägypten.

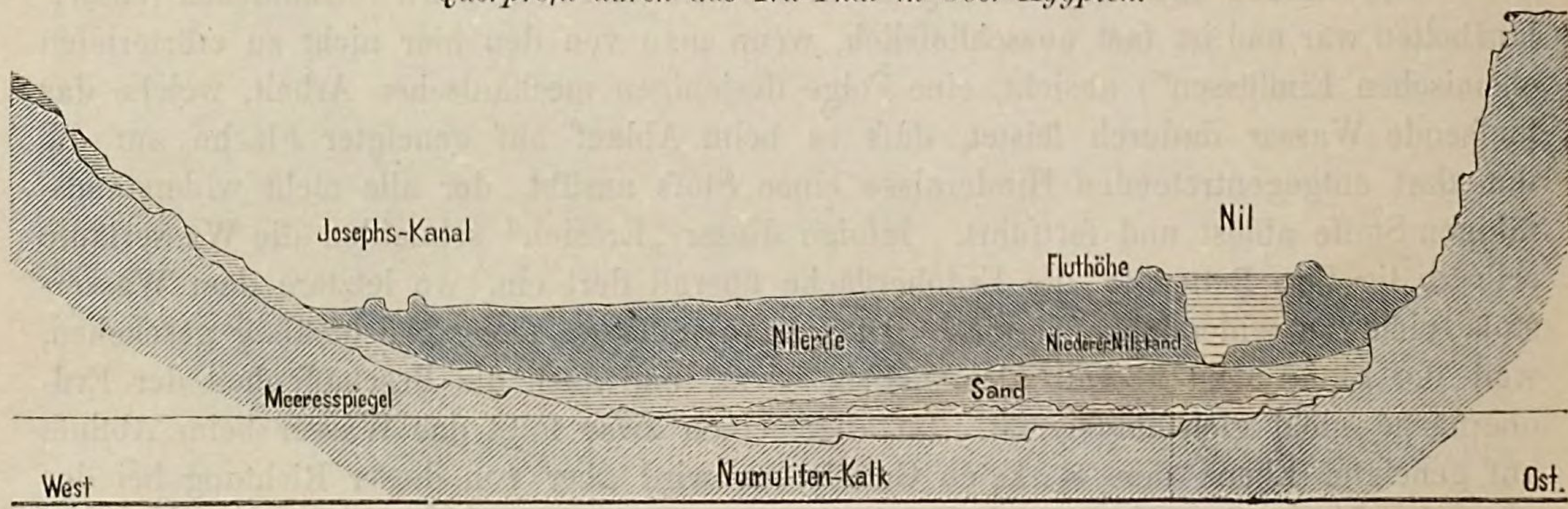


Fig. 9.

Querprofil durch das Nil-Delta.



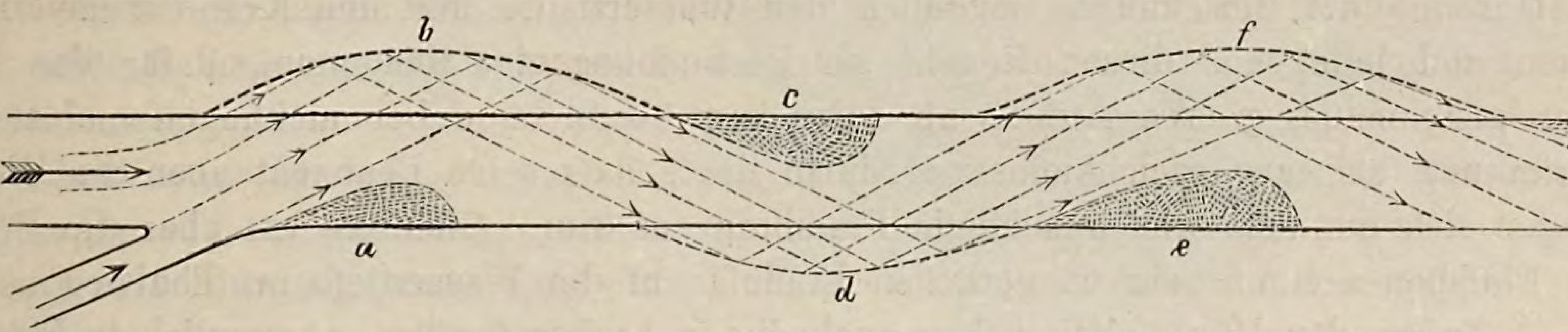
von denen aus die Niederung nach beiden Wüstenrändern hin mit einem Gefälle von 11 cm auf 1000 m abfällt und mit einer über dem Meersand liegenden 10—16 m starken Schicht von humusartigem Thon, der seit Jahrtausenden abgelagerten und dank der Überflutung durch Hochwasser alljährlich an Stärke zunehmenden Nilschlammschicht, bedeckt ist. Auf dem reichen Gehalt dieses Schlammes an Pflanzennährstoffen beruht die Fruchtbarkeit des Nil-Thals und der Segen der alljährlichen Nil-Überschwemmungen,

indem Nilschlamm 63% Sand und Thon, 18% kohlensauren Kalk, 4% kohlensaure Magnesia, 6% Eisenoxyd und 9% organische Bestandteile enthält und die stetige Hebung der Niederung sichert.

Derartige Erhöhungen der Flufsufer beeinflussen nun zwar auch die Bildung und Veränderung der Flufsbetten, jedoch erheblich weniger als diejenigen Sinkstoffe, welche im Bett selbst und zwar teils an den Ufern und teils mitten im Bett zur Ablagerung gelangen und dort als sog. Uferbänke und Mittelfelder, auch Heger, Haken, Köpfe u. s. w. genannt, nicht nur die Richtung der Strömung beeinflussen, sondern auch durch ihr stetes Vorrücken (vergl. § 13) zu stetem Wechsel der Richtung und Tiefe der Betten Veranlassung geben.

Ein Beispiel, in welcher Weise Flüsse nach und nach ihre Lage verändern und neue Betten bilden, liefert die in F. 1, 3 u. 5, T. III nach Aufnahmen in verschiedenen Zeiten dargestellte Donaustrecke oberhalb Grein. Derartige Beispiele lassen am besten die erheblichen, ganz besonders die Landwirtschaft schädigenden Verwilderungen und die Notwendigkeit der Regulierung der Wasserläufe durch Befestigung der Ufer und Zusammenfassung der Wassermenge jeden Laufs in einem einheitlichen Bette erkennen.

Fig. 10.



Selbst bei einem künstlich hergestellten, regelmäfsigen Wasserlauf ist das Bestreben zum Schlängeln und zur Umgestaltung seiner Ufer vorhanden. Nimmt man beispielsweise nach Fig. 10 eine gerade, vollkommen regelmäfsige Wasserlaufstrecke und an deren rechtem Ufer eine durch Einmündung eines Seitenzuflusses bei Hochwasser in kurzer Zeit bei *a* entstandene Uferbank an, so verursacht letztere alsbald nach ihrem Auftreten sowohl eine Beschränkung des Abflufsprofils, als auch eine Änderung der geraden Richtung, in der die Wasserfäden bisher abflossen. Die Beschränkung hat einen Aufstau des Wassers, also vermehrte Druckhöhe, diese eine Vergröfserung der Geschwindigkeit und diese verstärkten Angriff des Wassers auf das Bett, die Änderung der Richtung der Strömung aber einen verstärkten Angriff auf das linke Ufer zur Folge. Bei nicht widerstandsfähigem Bett mufs sonach eine Vertiefung und Verbreiterung desselben erfolgen. Am stärksten ist der Angriff in der Richtung der Strömung, sowie dort, wo die Wasserfäden an die Uferwandung anstofsen und in ihrem Abflufs behindert werden. Indem sie hier annähernd unter dem Winkel, welchen die Strömung mit dem Ufer beim Anfall an dasselbe bildete, abgelenkt werden, entstehen unregelmäfsige Wasserbewegungen, welche das Ufer bei *b* solange zum Abbruch veranlassen, als es dem Angriff nicht zu widerstehen vermag. Die hier losgelösten Sinkstoffe können erst unterhalb und zwar dort, wo sich die Geschwindigkeit des Wassers entsprechend mäfsigt, zur Ablagerung gelangen. Dies ist aber bei *c* der Fall, weil hier die Sinkstoffe der auf das andere Ufer gerichteten Strömung entzogen sind. Die Ablagerung bei *c* beschränkt wieder das Abflufsprofil und diese Beschränkung sowohl, als der Angriff der nach *d* gerichteten Strömung bewirken den Abbruch des Ufers bei *d* und die Vertiefung des Bettes daselbst. Nun bildet sich

die Bank bei *e*, demnächst der Abbruch bei *f* und so fort, sodafs sich die ursprünglich gerade Strecke in eine schlängelnde verwandelt[68]) und an Stelle der früheren gleichmäfsigen Wassertiefe ein regelmäfsiger Wechsel derselben eintritt, indem sich das Bett in dem Mafse vertieft oder verflacht, als es der Strömung ausgesetzt oder derselben entzogen wurde. Demgemäfs ist die Vertiefung in den Konkaven, die Verflachung aber in den Konvexen am erheblichsten. Verfolgt man dagegen die tiefsten Punkte der Bettsohle in den einzelnen aufeinander folgenden Querprofilen, also die Fahrrinne (Thalweg), so zeigt dieselbe (vergl. F. 5, T. V) einen oft ganz regelmäfsigen Wechsel zwischen Tiefen und Untiefen und letztere sind in den sog. Übergängen, Schwellen oder Rücken, also dort, wo die unter dem Wasserspiegel befindlichen Böschungen benachbarter gegenüberliegender Sinkstoffbänke zusammentreten, am stärksten ausgeprägt. Hier liegen auch in kleineren Wasserläufen die sog. Furten. Der Wechsel zwischen Tiefe und Untiefe zeigt sich um so schroffer, je geringer der Halbmesser der Krümmungen ist, doch haben sich bis jetzt die zwischen den tiefsten Rinnen im Längenprofil und den Krümmungen der Wasserläufe unzweifelhaft bestehenden Beziehungen noch nicht näher ermitteln lassen.[69])

Fargue hat allerdings Untersuchungen (Ann. des ponts et chaussées 1868, 1. Sem., S. 34) in dieser Richtung angestellt. Er ermittelt für eine 22 km lange regulierte Strecke der Garonne die Beziehungen zwischen den Wassertiefen und den Krümmungsverhältnissen und leitet aus diesen Regeln zur Bestimmung der Krümmungen für den Fall einer gleichmäfsigen Wassertiefe ab. Fargue übersieht dabei nicht, dafs eine Beschränkung seiner ganzen Auffassung darin liegt, dafs seine Beobachtungen und Rechnungen sich auf eine gleichbleibende Flufsbreite stützen. Offenbar hat aber die Breite des Flufsbettes einen sehr wesentlichen Einflufs auf die Wassertiefe im Thalwege.

Aufser den Uferbänken geben auch die in breiten Profilen, namentlich in Flüssen und Strömen auftretenden Mittelfelder vielfache Veranlassung zur Änderung der Betten, indem sie bei höheren Wasserständen in der Regel von der Strömung angegriffen und abwärts geführt werden, daher Änderungen sowohl der Strömungsrichtung, als auch der Angriffe auf die Ufer und die Sohle des Bettes hervorrufen. In einzelnen Fällen können Mittelfelder zwar der Strömung widerstehen, und dann nach und nach zu gröfserer Höhe anwachsen, also Inseln bilden, meist entstehen indessen Inseln, welche wegen der durch sie hervorgerufenen Spaltungen der Wasserläufe ebenfalls die Umbildung der Betten wesentlich beeinflussen, dadurch, dafs die Fluten bei hohen Wasserständen niedrige Ufer durchbrechen, ihre alten Betten zum Teil verlassen, neue Abflufswege herstellen und unterhalb wieder in die alten einmünden, sowie auch dadurch, dafs Seitenzuflüsse an ihren Mündungen die sie trennenden Landzungen oder auch die unmittelbar unterhalb der Mündungen belegenen Ufer durchbrechen. Jede Spaltung hat wieder neue Unregelmäfsigkeiten zur Folge, namentlich dann, wenn das Wasser, wie in der Regel geschieht, bald in diesem, bald in jenem Arm vorzugsweise seinen Abflufs findet, daher bald diesen, bald jenen zum Hauptarm ausbildet.

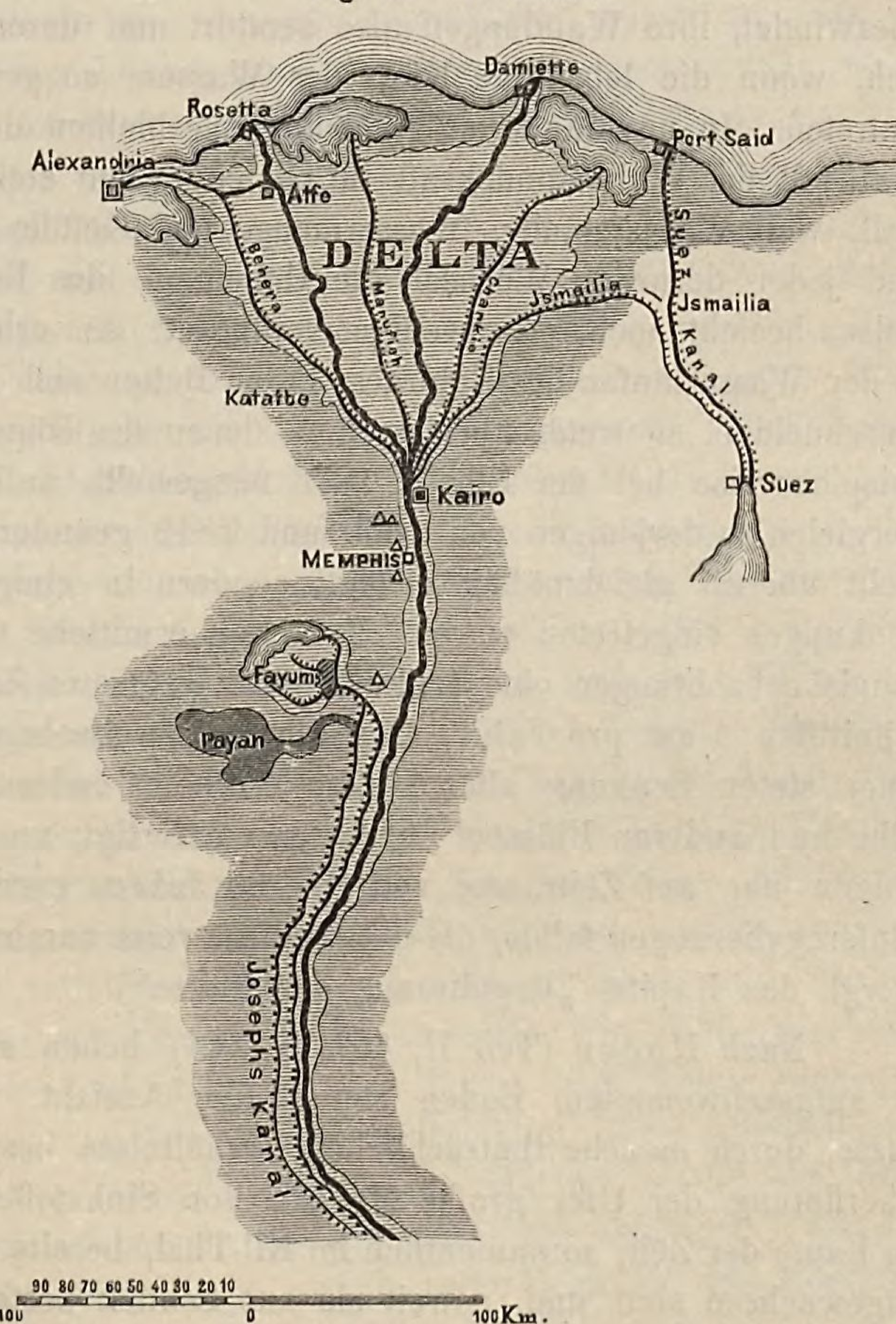
Nicht immer vereinigen sich die getrennten Arme wieder, sie münden vielmehr oft direkt ins Meer und bilden dann die sog. Flufs-Deltas, worunter man die von Flufsarmen und dem Meer begrenzten Niederungen versteht. So teilt sich die Memel

[68]) Vergl. Donaudurchstich bei Wien. Zweite Abteilung, Kap. XI, S. 179—182 (2. Aufl.) mit T. VIII, F. 2, woselbst die obigen Ausführungen ihre Bestätigung finden.

[69]) Vergl. auch Wolff. Flufsregulierungen in Bayern und Württemberg. Centralbl. d. Bauverw. 1882, No. 13.

unterhalb Tilsit in die beiden Arme Rufs und Gilge, die Oder zwischen Haff und Ostsee in die drei Hauptarme Dievenow, Swine und Peene und die Weichsel an der Montauer Spitze in zwei Arme, die Weichsel und Nogat, deren ersterer sich bei Rothe Bude nochmals in die Elbinger und in die Danziger Weichsel spaltet. Die Spaltungen des Rheins, welche im Laufe der Zeit mannigfache Veränderungen erlitten haben, sind besonders zahlreich. Gegenwärtig teilt sich der Rhein bei Pannerden in zwei Arme, rechts in den Rhein und links in die Waal. Der rechte Arm wird bald darauf bei Arnheim rechts in die von Drusus künstlich angelegte und in die Südersee einmündende Geldersche Yssel und links in den Rhein gespalten, welcher bei Duurstede zwei Arme, den krummen Rhein und den Leck bildet. Der erstere gelangte früher in der Gegend von Leyden nach der Nordsee, jetzt ist eine freie Verbindung zwischen ihm und dem Leck nicht mehr vorhanden, während der Leck vor Rotterdam die Maas erreicht. Mit der Maas vereinigt sich auch unweit Gorkum der obengenannte linke Hauptarm, die Waal. Die vereinigten Wasserläufe heifsen nunmehr Meerwede und teilen sich wieder in drei Arme, die nach wiederholten mannigfachen Spaltungen die Nordsee erreichen. (Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 33, Hagen II, 1. S. 132, F. Petermann, Geogr. Mitteilungen 1878 u. Schlichting, Rhein-Yssel-Kanal, S. 3.)

Fig. 11. *Nil-Delta.*



Flufs-Deltas entstehen durch die an den Mündungen erfolgende Ablagerung derjenigen feineren Flufssinkstoffe, zu deren Abführung ins Meer die Stromkraft wegen mangelnden Gefälles nicht ausreicht. Die stete Zuführung immer neuer Sinkstoffe aus den oberen Flufsstrecken hat Hebung der Flufs-Deltas, deren weitere Vorschiebung ins Meer, Verringerung des relativen Gefälles in den unteren Flufsstrecken und stete Hebung deren Betten zur Folge. So hat beispielsweise die Weichsel, welche 1840 die Ostsee-Dünen bei Neufähr zur Zeit des Hochwassers durchbrach und hier nun eine neue Mündung bildete, ihr Bett in der Zeit bis 1876, also in 36 Jahren[70]) durch Ablagerung von etwa 44 Millionen cbm Sinkstoffe um 2 km weiter in die Ostsee vorgeschoben und dementsprechend ihr relatives Gefälle verringert. Das bedeutendste Flufs-Delta aller historischen Zeiten bleibt das Nil-Delta, Fig. 11, welches seit Jahrtausenden stetig weiter in

[70]) Hydrotechnisches Gutachten, betr. die Regulierung der Weichsel von Martiny, Schlichting und Wernekinck. Danzig 1885.

das Meer vorrückt und zur Zeit zwei Hauptarme, den 201 km langen Damiette- und den 190 km langen Rosetta-Arm besitzt, aufserdem aber noch von drei zu Bewässerungszwecken angelegten Kanälen (vergl. auch Querprofile in Fig. 8 u. 9, S. 112), dem Behera-, Manufieh- und Charkieh-Kanal, durchschnitten wird. Diese Kanäle speisen das ausgedehnte Kanalnetz der 1 920 000 ha umfassenden Delta-Provinzen Behera, Manufieh, Garbieh und Charkieh mit Hilfe zweier an der Deltaspitze unweit Kairo angelegten, etwa 5 m Stau erzeugenden Wehre (vergl. Eyths Abhandlung, auf S. 89 angegeben). Nach Larousse hat das Vorrücken der Damiette-Mündung in den letzten 200 Jahren 3 m jährlich und das der Rosetta-Mündung in den letzten 60 Jahren 35 m jährlich betragen.

Der Einflufs des Meeres auf die Umgestaltung der im Flutgebiet desselben belegenen Stromstrecken oder Ästuarien wird in der dritten Abteilung dieses Werks behandelt, kann daher hier unerörtert bleiben.

Auch in Bezug auf ihre Höhenlage unterliegen die Wasserläufe häufigen Veränderungen, indem sich die Betten sowohl vertiefen, als auch erhöhen können. Sie vertiefen sich, wenn die lebendige Kraft des Wassers die Widerstandskraft der Betten überwindet, ihre Wandungen also zerstört und deren Bestandteile fortführt, sie erhöhen sich, wenn die lebendige Kraft des Wassers so gering ist, dafs Sinkstoffablagerungen eintreten. In unveränderter Höhenlage verbleiben die Betten nur dort, wo die Angriffskraft mit der Widerstandskraft im Gleichgewicht steht. Dies ist jedoch meist nicht der Fall, weil Wasserstände, Wassermenge und Gefälle vielfach wechseln (vergl. § 9—11) und jeder derartige Wechsel die Höhenlage des Bettes, falls dieses nicht aus festem Felsen besteht, mehr oder weniger verändert. Am erheblichsten sind diese Veränderungen in den Wasserläufen des Gebirges, deren Betten sich oft in kurzer Zeit auf grofse Tiefen einschneiden, sie treten aber auch in denen des Hügel- und Flachlandes auf. So wurde beispielsweise bei der Elbe[71]) 1873 festgestellt, dafs das Flufsbett seine Höhenlage im Vergleich zu derjenigen von 1869 und 1842 geändert hatte, und dafs diese Änderungen nicht überall gleichmäfsig erfolgt, sondern in einigen Strecken Hebungen, in anderen Senkungen eingetreten waren. Dagegen ermittelte Grebenau aus zahlreichen Wasserstandsbeobachtungen eine Senkung einer gröfseren Zahl von Stromstrecken[72]) von durchschnittlich 1 cm pro Jahr. Der aus seinen Beobachtungsergebnissen gezogene Schlufs einer steten Senkung aller Flüsse erscheint indessen nach den Erfahrungen an der Elbe und anderen Flüssen[73]) nicht gerechtfertigt, um so weniger, als sich jene Beobachtungen nur auf Zeiträume von 60—80 Jahren erstrecken und in diese Jahrzehnte die Flufsregulierungen fallen, die notwendigerweise namhafte Senkungen herbeiführen mufsten (vergl. das Kapitel „Regulierung der Flüsse").

Nach Hagen (Teil II, § 7, S. 144) heben sich die Flufsbetten und Flufsthäler in aufgeschwemmtem Boden stetig, eine Ansicht, welche, wenigstens für Niederungsflüsse, durch manche thatsächlichen Verhältnisse bestätigt wird. So gelangen bei jeder Überflutung der Ufer grofse Mengen von Sinkstoffen daselbst zur Ablagerung, welche im Laufe der Zeit, so namentlich im Nil-Thal, bereits zu Schichten von grofser Mächtigkeit angewachsen sind und, soweit sie aus Schlick bestehen, den Niederungen ihre Fruchtbarkeit verleihen. Die Erhöhung der Flufsthäler beweisen ferner die vielfach dort tief unter der zeitigen Oberfläche angetroffenen Bauwerksreste aus alter Zeit, die, ihrem

[71]) Vergl. Abhandlung des Verfassers über die amtlichen Elbstromschauungen. Deutsche Bauz. 1875, S. 273.
[72]) Vergl. auch: Über Senkungen u. s. w. Zeitschr. d. bayr. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870.
[73]) Gräve. Senkung der Flüsse in den Kulturländern. Deutsche Bauz. 1877, S. 261.

Zwecke und ihrer Anordnung nach, früher ohne Zweifel annähernd in der damaligen Thalhöhe errichtet wurden. Nicht minder ergiebt sich eine stetige Hebung zahlreicher Flufsstrecken aus der Höhe der Vorländer eingedeichter Niederungen, welche letzteren vielfach schon jetzt, obwohl Hochwasserdeiche erst seit etwa 400—500 Jahren bestehen, so tief unter den Vorländern liegen, dafs ihnen die natürliche Entwässerung entzogen ist. Mit der Erhöhung der Flufsthäler vollzieht sich auch gleichzeitig die Hebung der Flufsbetten, da alle diejenigen Sinkstoffe, welche die lebendige Kraft des Wassers nicht bis über die Ufer zu heben vermag, im Flufsbett verbleiben, sodafs in letzterem um so mehr Sinkstoffe zurückgehalten werden, je mehr der Höhenunterschied zwischen Flufssohle und Thalebene am Ufer zunimmt. Zudem verbleibt ein grofser Teil der gröberen Sinkstoffe, welche aus den Wasserlaufstrecken des Gebirges und den Seitenzuflüssen in die Flüsse gelangen, in den Flufsbetten, da meist nur die kleineren Sinkstoffe und von diesen wieder nur ein Teil dem Meere zugeführt werden. Ganz allgemein müssen sich die Wasserlaufbetten heben, wenn die lebendige Kraft des Wassers zur Weiterbewegung der vorhandenen und neu hinzutretenden Sinkstoffe nicht ausreicht und senken, wenn die Menge der fortgeführten Sinkstoffe die der neu zugeführten überwiegt. Da die Kräfte, welche die Sinkstoffbewegung beeinflussen, Veränderungen unterliegen, ist es erklärlich, dafs zeitweise Hebungen und Senkungen in ein und derselben Strecke eintreten.

Aus vorstehenden Erörterungen ergiebt sich die Bildung und stete Umgestaltung der Wasserlaufbetten als eine Folge der Stromkraft des fliefsenden Wassers und der durch dieselbe veranlafsten Bildung und Bewegung der Sinkstoffe. Die Wirksamkeit dieser seit der Urzeit thätigen Kräfte zeigt sich, zum Teil wenigstens, in den zeitigen Wasserlauf-Thälern, bei deren Bildung indessen, soweit es sich um grofse Flufsthäler[74]) handelt, noch andere Kräfte mitgewirkt haben, denn wenn auch jeder Wasserlauf nach und nach das seinen gesamten Verhältnissen entsprechende Hochwasserprofil an jeder Stelle geschaffen hat, so lassen sich die zeitigen breiten Flufsthäler doch nicht lediglich durch die zeitigen Wasserverhältnisse erklären. Nachweisbare Veränderungen des Laufes mancher Flüsse, so der Elbe, Oder und der Weichsel, und alte breite Flufsthäler, in denen jetzt nur Nebenflüsse vorhanden sind, bekunden, dafs jene Flüsse einst in ganz anderen Flufsthälern das Meer erreichten als heute. Danach flofs die Elbe früher nördlich von Magdeburg über den Drömling durch das Aller-Thal in die Weser nach Bremen, die Oder von Fürstenberg durch das Spree-Thal in die Elbe nach Hamburg zur Nordsee und die Weichsel über Bromberg durch das heutige Netze- und Warthe-Thal nach Stettin zur Ostsee. Man nimmt daher an, dafs zeitweise eingetretene, von kosmischen Einflüssen abhängige Hochfluten (Sintfluten) von langer Dauer und erheblich gröfserer Wassermenge, als gegenwärtig vorhanden sind, die breiten Flufsthäler geschaffen haben. Die neuere Wissenschaft erblickt indessen auch hierin noch keine genügende Erklärung, nimmt vielmehr als Hauptursache der Flufsthälerbildung die Veränderlichkeit der Temperatur auf der Erde an, durch welche die Eiszeit entstand, in der sich durch die nach dem Gesetz der Schwere erfolgende Fortbewegung der Gletscher Eisströme bildeten. Danach soll die gesamte mechanische, erodierende Wirkung der Eisströme, das sog. „Glacialphänomen“, die Flufsthäler im wesentlichen geschaffen haben. Nach James Croll wird die Veränderlichkeit der Temperatur auf der Erde von der Ver-

[74]) Sasse. Über die Entstehung der Inundationsthäler. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 311. — Goes. Zur Entwickelungsgeschichte der Flufsthäler. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 370. — v. Wex. Periodische Meeresanschwellungen. Wien 1891.

schiebung der Kalmen-Zone abgeleitet, indem sich die Gegend der Kalmen in etwa 10 500 Jahren von der nördlichen auf die südliche Halbkugel der Erde verschiebt. In der kälteren Hemisphäre verdichteten sich infolgedessen die atmosphärischen Niederschläge im Lauf der Jahrhunderte zu gewaltigen Schnee- und Eismassen, die sich unter erheblichem Druck als Gletscher von den Hochgebirgen ab thalwärts in Bewegung setzten, hierbei Wandungen und Sohle der Eisstrombetten erodierten, massenhaft Gebirgstrümmer, Geschiebe und Gerölle fortbewegten und Moränen von grofser Mächtigkeit und Ausdehnung ablagerten, in denen demnächst die abfliefsenden Wassermassen ihr Bett einzuschneiden und stetig umzugestalten vermochten. So erklärt man auch das Vorkommen erratischer Blöcke norwegischen Ursprungs in Norddeutschland lediglich durch Gletscher, welche sich zur Eiszeit über die völlig vereiste Ostsee hinweg bis in das deutsche Mittelgebirge erstreckten und dort die auf ihnen angehäuften Gebirgstrümmer ablagerten.

§ 15. Eisstand und Eisgang. Unter Eisstand versteht man denjenigen Zustand der Wasserläufe, in welchem deren Oberfläche durch eine Eisdecke abgeschlossen ist, unter Eisgang denjenigen, in welchem die Eisdecke im Aufbruch und in der Fortbewegung begriffen ist.

a. Eisstand. Während die Eisdecke stehender Gewässer eine einheitliche, regelmäfsige und ebene Oberfläche zeigt, besteht sie in Wasserläufen aus ungleichartigen, unregelmäfsig neben-, über- und untereinander geschobenen Eisschollen, ein Beweis, dafs hier noch andre Kräfte wirksam sind, als dort. Die Eisbildung, d. i. die Verwandlung des Wassers in Eiskrystalle, unterliegt aber dort wie hier denselben physikalischen Gesetzen und erfolgt danach erst, wenn dem bis zu 0° abgekühlten Wasser durch weitere Abkühlung latente Wärme, von welcher das kg rund 80 Wärmeeinheiten besitzt, entzogen wird. (Eine Wärmeeinheit ist diejenige Wärmemenge, welche eine Temperaturerhöhung von 1 kg Wasser um 1° C. bewirkt.) Soll 1 kg Wasser von 0° vollständig in Eis verwandelt werden, so sind 80 Wärmeeinheiten zu entziehen; wird nur eine Wärmeeinheit entzogen, so wird auch nur $^1/_{80}$ der Wassermenge in Eis verwandelt, sodafs also die Eismenge von dem Grade der Entziehung latenter Wärme abhängt. Da Eis auch nur die Temperatur von 0°, aber keine latente Wärme besitzt, wird 1 kg Eis erst durch Aufnahme von 80 Wärmeeinheiten in Wasser von 0° verwandelt, d. h. zum Schmelzen gebracht.

Eine Ausnahme von der Regel, wonach sich Eis bildet, sobald Wasser von 0° einen Verlust an latenter Wärme erleidet, tritt dann ein, wenn sich Wasser von 0° in absoluter Ruhe befindet. In diesem Falle kann es bis zu einer Temperatur von — 10° C. und mehr abgekühlt werden, während es beim Schütteln oder Anstofsen an feste Körper sofort Eiskrystalle bildet, sobald ihm bei 0° Temperatur latente Wärme entzogen wird.

Die Abkühlung des Wassers beginnt zuerst in der oberen, mit der kalten Luft in Berührung stehenden Wasserschicht, infolge dessen diese als spezifisch schwerere Masse in die darunter gelagerten leichteren Wassermassen solange eindringt und letztere zum Aufsteigen veranlafst, bis die gesamte Wassermenge die Temperatur von + 4° C. und hiermit ihre gröfste Dichtigkeit erreicht hat.

In stehenden Gewässern wird nunmehr die jetzt noch der weiteren Abkühlung ausgesetzte obere Wasserschicht, deren Stärke von dem Grade der Abkühlung abhängt, trotzdem das Wasser in dieser Schicht schwerer ist, als das darunter gelagerte von + 4° C., von der unteren dichteren Wasserschicht getragen. Letztere wird nun zwar noch

etwas abgekühlt, doch geschieht dies sehr langsam, während die Abkühlung der oberen Wasserschicht bis auf 0° zur Zeit des Frostes und sodann die Entziehung von latenter Wärme viel schneller erfolgt. So bilden sich also in der oberen Wasserschicht in dem Mafse, als auf dieselbe der Frost einwirkt, Eiskrystalle und es schiefsen diese alsbald zu einer innig verbundenen gleichartigen und regelmäfsigen Eisdecke zusammen, welche als schlechter Wärmeleiter das abgeschlossene Wasser gegen Ausstrahlung der darin enthaltenen Wärme, also gegen Abkühlung schützt, sodafs es die Temperatur von + 4° C. behält. Die Eisdecke nimmt nunmehr an Stärke in dem Mafse zu, in welchem sich in dem mit dem Eise in Verbindung stehenden Wasser Eiskrystalle bilden, es wird aber diese Bildung mehr und mehr erschwert, je stärker die Eisdecke wird, da mit deren Stärkezunahme auch ihr Widerstand gegen Zuführung von Kälte aus der äufseren Luft und die Entweichung von Wärme aus dem Wasser wächst. Dafs Wasser unterhalb der Eisdecke Wärme besitzt, bestätigt die Erfahrung, wonach gefrorene Fischnetze im Wasser unter der Eisdecke auftauen, und nicht minder die Thatsache, dafs am Grunde stehender Gewässer kein Eis angetroffen wird. Diese Erfahrungen finden in dem Schutz, den die Eisdecke dem Wasser gewährt und in der von dem allgemeinen Naturgesetz — geringere Temperatur verdichtet die Körper — abweichenden Eigenschaft des Wassers, bei + 4° C. die gröfste Dichtigkeit zu erlangen, ihre Erklärung. Ohne die letztere Eigenschaft würde starker Frost sämtliche Gewässer von der Bettsohle bis zur Oberfläche völlig in Eis verwandeln, daher alles Leben im Wasser zerstören und allgemeinen Wassermangel zur Folge haben können. Eine völlige Umwandlung des stehenden Wassers in Eis findet nur dort statt, wo es sich um so geringe Wassertiefe handelt, dafs die gesamte Wassermenge der unmittelbaren Einwirkung des Frostes sofort unterliegt.

In fliefsenden Gewässern erfolgt die Eisbildung zwar auch nach denselben physikalischen Gesetzen, die Eisdecke aber bildet sich hier aufserdem noch unter dem Einflufs der Strömung des Wassers. Erfahrungsmäfsig entsteht in Wasserläufen zuerst festes Eis an den Wandungen des Bettes am Wasserspiegel, das sog. Saumeis, indem Wasser von 0°, dem durch weitere Abkühlung latente Wärme entzogen wird, beim Anstofsen an die Ufer, Sinkstoffbänke, Brückenpfeiler und sonstigen Bauwerke alsbald Eiskrystalle bildet. Da diese sich an rauhen, festen Körpern schneller ansetzen, als in der flüssigen Masse, schiefsen sie auch zuerst an den Wandungen zu festem Eis (dem Saumeis) zusammen, wobei indessen ein Teil der Eiskrystalle auch schwimmend fortgeführt wird; diese verbinden sich erst später mit dem festen Eis, sobald der Fortführung Hindernisse entgegentreten. Wird das Saumeis durch Strömung, Wind und Wasserstandswechsel abgebrochen und nun schwimmend fortgeführt, so nennt man es Treibeis, wozu man auch diejenigen Eisschollen rechnet, welche aus den mit dem Wasserlauf in Verbindung stehenden Seitenwässern hinzutreten. Demnächst, d. h. immer erst dann, wenn die Temperatur der Luft bis auf einige Grad unter 0 gesunken ist, tritt auch das sog. Grundeis auf. Hiermit bezeichnet man dasjenige Eis, welches nur in fliefsenden, nicht in stehenden Gewässern und auch nur zeitweise auf dem Grunde, auf der Bettsohle, angetroffen wird und von dort als schwimmende, poröse, schwammige Masse, in gröfseren und kleineren Eisballen vereint, zur Wasseroberfläche aufsteigt. Dafs derartiges Eis auf der Sohle vorhanden ist und an dieser zunächst haftet, läfst sich beim Fahren über flache Sinkstoffbänke bei klarem Wasser deutlich erkennen und auch durch Einsetzen von Ruderstangen auf den Grund beobachten, indem dann dort Eismassen abgestofsen werden, die alsbald am Wasserspiegel erscheinen, nicht selten mit Sand- und Kiesteilen der Flufssohle behaftet sind und zum Teil auch an den Ruderstangen hängen

bleiben. Wie an der Bettsohle setzt sich Grundeis auch an den eingetauchten Wandungen verankerter und fahrender Schiffsgefäſse an.

Zur Bildung von Grundeis gehört zunächst, wie in stehenden Gewässern, eine Abkühlung des flieſsenden Wassers durchweg bis auf + 4° C., demnächst eine Abkühlung der oberen Wasserschicht bis auf 0° und endlich noch die Entziehung von latenter Wärme. Am Grunde der Wasserläufe wird sich Eis nur bilden können, wenn aus der oberen Wasserschicht nach der Bettsohle entweder Eiskrystalle oder derartig erkaltete Wassermengen zugeführt werden, daſs letztere beim Schütteln oder Aufstoſsen auf die feste Sohle dort Eiskrystalle zu bilden vermögen. Diese Zuführung soll, wie vielfach angenommen wird, durch sogenannte wälzende Bewegung erfolgen, die indessen nach allen bisherigen Beobachtungen über die Bewegung des Wassers (vergl. § 24 u. 31) unwahrscheinlich ist, wenn auch dauernd eine gewisse Mischung der verschiedenen, übereinander gelagerten Wasserschichten eintreten mag, die aber die Grundeisbildung nicht erklärt, weil die Mischung nur langsam eintreten und eine Erwärmung des oberen kalten Wassers in den unteren wärmeren Schichten von + 4° C. zur Folge haben würde. Die Zuführung von Eiskrystallen und von ausreichend erkaltetem Wasser aus der oberen Wasserschicht nach der Bettsohle kann aber sehr wohl durch Wirbelströmungen bewirkt werden, welche nicht nur an der Sohle, sondern auch in allen darüber gelagerten Wasserschichten, durch Unregelmäſsigkeiten des Bettes und durch Reibung zwischen den einzelnen Wasserschichten entstehen. Am häufigsten sind die durch Ufer und Bettsohle erzeugten Wirbel, welche von hier aus ihre kreisende Bewegung auf die darüber liegenden Wasserschichten übertragen und, nach dem Wasserspiegel aufsteigend, an Stärke abnehmen, daher auf die in ihre Kreise gelangenden Wasserteile und Eiskrystalle abwärts saugend wirken und so eine Zuführung derselben nach der Sohle veranlassen können, um so mehr, als die Stärke der Wirbel noch vermehrt wird durch die lebendige Kraft derjenigen Wasserteile, welche in ihrer Fortbewegung durch die Wirbel behindert werden. Die auf diese Weise nach der Sohle geführten oder dort erst beim Aufstoſsen des genügend erkalteten Wassers erzeugten Eiskrystalle setzen sich nun hier, falls die Geschwindigkeit an der Sohle die alsbaldige Fortführung nicht bewirkt, in kleineren und gröſseren Massen fest und haften dort, da zum Schmelzen die Temperatur des Wassers nicht ausreicht, so lange, bis ihre Adhäsion am Boden und die Kohäsion, die ihre Einzelmoleküle untereinander verbindet, durch Strömung und Auftrieb überwunden werden. Das nunmehr zur Oberfläche aufsteigende und hier schwimmend abwärts treibende Grundeis besteht aus kleineren und gröſseren schwammigen Eismassen, welche unter der Einwirkung der Luft an Dichtigkeit zunehmen und sich bei gegenseitiger Berührung, sowie auch beim Zusammentreffen mit Treibeismassen zu festen Eisschollen verschiedener Gröſse vereinigen. Je nachdem diese auf Hindernisse stoſsen, welche ihre lebendige Kraft nicht zu beseitigen vermag, unterbrechen sie ihre Bewegung, namentlich an den Uferrändern und über Untiefen und überziehen nach und nach die Wasseroberfläche mit einer im allgemeinen von den flachen Ufern nach der Stromrinne und von der Mündung nach der Quelle zu vorschreitenden, unter dem Einfluſs des Frostes zusammenfrierenden festen und geschlossenen Eisdecke. Bei dem nunmehr eingetretenen Eisstand zeigt die Eisdecke eine sehr unregelmäſsige Oberfläche. Dies erklärt sich dadurch, daſs die schwimmenden Eisschollen, je nach ihrer Gröſse und Form, sowie nach der Stärke des Wasserstoſses sowohl verschiedene Geschwindigkeit besitzen, als auch während der Bewegung beim Aufeinanderstoſsen ihre Lage und Richtung vielfach verändern und sich daher, sobald ihre lebendige Kraft zur Fortbewegung nicht mehr ausreicht, in den verschiedensten Stellungen neben-, unter- und

übereinander festsetzen. Die wild geformte Eisdecke verändert indessen während des Winters vielfach ihre Gestaltung, indem sie sowohl oben durch Gefrieren der auf sie entfallenden atmosphärischen Niederschläge, als auch unter Wasser insoweit an Mächtigkeit zunimmt, als sich dort die in der Abführung begriffenen Eismassen zum Teil auch nach erfolgtem Eisstand noch ansetzen.

Wesentlich unterstützt wird die Bildung der Eisdecke durch eine unregelmäfsige Gestaltung der Wasserläufe, indem namentlich Sinkstoffbänke, Untiefen und solche Strecken, in denen die Wasserläufe aus engen in sehr breite Profile übertreten, das Festlagern der Eisschollen und die Anhäufung derselben in grofser Menge veranlassen. Mit eingetretenem Eisstand hört die Grundeisbildung mehr und mehr auf und zwar in dem Mafse, als die Eisdecke das darunter befindliche Wasser gegen Entstehen neuer Eiskrystalle schützt. Die Anhäufung von Eisschollen unter der Eisdecke wird Eisversetzung genannt, die sich bei weiterer Zuführung von Eismassen zur Eisstopfung entwickeln kann, ein Zustand, bei welchem (vergl. das Kapitel „Regulierung der Flüsse") der Abflufs des Wassers behindert wird. Während der Bildung der Eisdecke pflegen gefährliche Eisstopfungen nicht einzutreten, weil die Eisschollen noch so wenig Konsistenz und so geringe Mächtigkeit besitzen, dafs die lebendige Kraft des Wassers zur Schaffung des erforderlichen Abflufsprofils ausreicht. Dagegen können diejenigen Eisstopfungen Gefahren erzeugen, welche nach erfolgtem Eisstand in manchen, namentlich grofsen Wasserläufen, in deren Gebieten die klimatischen Verhältnisse verschieden sind, dadurch entstehen, dafs erhebliche Eismassen aus den oberen Gebieten unter der Eisdecke abschwimmen, sich in Untiefen festsetzen und alle neu zugeführten Schollen an ihrer Fortbewegung verhindern. Derartige Stopfungen füllen nicht selten die Betten auf Strecken von grofser Länge und bis zu grofser Wassertiefe mit Eis an, wenn es der Strömung nicht gelingt, durch Vertiefung des Flufsbettes das notwendige Abflufsprofil zu schaffen.

Am zahlreichsten treten Eisversetzungen und Eisstopfungen beim eigentlichen Eisgang auf und diese sind in der Regel die gefährlichsten, weil sie mit hohen Wasserständen zusammenfallen, welche eine schnellere Zuführung und Vermehrung der Eismassen bewirken.

b. Der Eisgang beginnt mit dem Aufbruch der Eisdecke und wird vorzugsweise durch höhere Wasserstände veranlafst, wenn auch die höhere Temperatur der Luft und des Wassers, welche gewöhnlich bei Tauwetter schon einige Zeit vor dem Eisaufbruch eintritt, eine wirksame Schwächung der Eisdecke sowohl auf ihrer Oberfläche, als auch durch Abwaschung von unten bewirkt. Der Verlauf des Eisgangs hängt nun zwar in den einzelnen Wasserläufen von verschiedenartigen Zufälligkeiten ab, vollzieht sich aber in grofsen Flüssen meist doch mit einer gewissen Regelmäfsigkeit, sobald höhere Wasserstände eintreten. Dies ist der Fall beim Beginn des Frühjahrs, indem dann der während des Winters niedergefallene Schnee und das im erstarrten Erdreich gefrorene Wasser schmelzen und gewöhnlich auch noch Regen hinzutritt. Es kommen aber bisweilen auch schon während des Winters beim Umschlag der Witterung und bei nachhaltigen Regengüssen höhere Wasserstände vor, die dann ebenfalls den Eisgang herbeiführen. So findet beispielsweise in der Memel bisweilen während eines einzigen Winters eine wiederholte Bildung und Zerstörung der Eisdecke statt.

Die Art und Weise, in der sich der Eisgang vollzieht, hängt von der vorhandenen Eismenge und von dem schnellen oder langsamen Eintritt der höheren Wasserstände ab. Die Eismenge wird bedingt durch die Höhe des Wasserstandes, bei welchem sich

die Eisdecke gebildet hat. Ist dies bei niedrigem Wasser geschehen und wird die Eisdecke vor ihrem Aufbruch allmählich durch wärmere Temperatur der Luft während des Tages in ihrer Mächtigkeit geschwächt und in ihrer Konsistenz gelockert, der Wasserzuflufs aber durch Nachtfröste verlangsamt, so ist der Eisgang vergleichsweise am günstigsten, während die Bildung der Eisdecke bei hohem Wasserstande und deren plötzliche Zerstörung in der Regel den Eisgang gefahrdrohend gestalten, da hierbei nicht nur die gröfsere Eismenge, sondern auch die Festigkeit der noch aus sogenanntem Kerneis bestehenden Eismassen und endlich auch der schroffe Wechsel des Wasserstandes nachteilig einwirken.

Während der Eisstand zunächst in den Mündungen der Wasserläufe, woselbst in der Regel die geringste Wassergeschwindigkeit vorhanden ist, insoweit auftritt, als dort die Eisbildung nicht durch den Einflufs des Meeres behindert wird und sodann von der Mündung in der Richtung nach der Quelle vorschreitet, vollzieht sich der Eisgang im allgemeinen in umgekehrter Richtung. Da nämlich das Gefälle der Wasserläufe und ihrer Ufergelände in den oberen Strecken am stärksten ist, gelangt hier auch bei Tauwetter die durch Regen und Schneeschmelze erzeugte Wassermenge am schnellsten in das Bett. Hier erfolgt sonach zuerst die Hebung des Wasserstandes. Infolgedessen wird die Eisdecke nicht nur gehoben, sondern auch von den Ufern abgelöst, daher heftigen Bewegungen ausgesetzt, welche die schon während des Winters durch Ausdehnung und Zusammenziehung des Eises entstandenen Risse und Spalten erweitern, neue bilden und dementsprechend eine Teilung der Eisdecke in gröfsere und kleinere Schollen veranlassen. Unter dem Einflusse der Wassergeschwindigkeit und der durch den gehobenen Wasserspiegel erweiterten Wasserfläche beginnen die Schollen sich insoweit fortzubewegen, als sie eisfreie Lücken vorfinden. Da solche vorzugsweise an den Uferrändern vorhanden sind, dringen die Schollen zunächst in diese ein und indem sie dort teils neben-, unter- und übereinander fortschwimmen, teils auch auf die Ufer geschoben werden, entstehen immer mehr eisfreie Flächen, sodafs nach und nach sämtliche Schollen der schon zerstörten Decke an der Bewegung teilnehmen und diese solange fortsetzen, bis sie unterhalb auf die noch nicht zerstörte Eisdecke aufstofsen. Hier sammeln sich dann nach Mafsgabe der Widerstandsfähigkeit dieser Decke gröfsere Eismassen an, welche nach und nach in den verschiedensten Stellungen teils das Flufsbett anfüllen, teils sich hoch über die Eisdecke erheben. Hiermit ist die Bildung der Eisversetzung eingeleitet, aus der sich bei der Menge der neu hinzutretenden, in ihrer Bewegung behinderten Schollen sehr bald eine Eisstopfung und eine Beschränkung des zur Wasserabführung erforderlichen Durchflufsprofils entwickelt. Indem sich die so erzeugte Stopfung durch den steten Zutritt neuer Schollen immer mehr erweitert und verdichtet, entsteht eine Anstauung des Wassers und diese nimmt solange zu, bis der Wasserdruck zur Durchbrechung und Beseitigung der Stopfung ausreicht. Die nun gelöste Masse stürzt auf die ihr unterhalb entgegentretende, noch nicht zerstörte Eisdecke, erzeugt dort wieder eine Stopfung und indem sich abwärtsschreitend in ähnlicher Weise die Bildung von Eisstopfungen und deren Zerstörung durch Wasserdruck stetig wiederholen, erreicht der Eisgang in den unteren Strecken der Flüsse und Ströme in der Regel erst längere Zeit nach seinem Beginn in den oberen Strecken den Abschlufs. Da der Eisgang vom Eintritt des höheren Wasserstandes und dieser von örtlichen Witterungsverhältnissen abhängt, kann sich auch in irgend einer Strecke der Eisgang zuerst entwickeln und dieser dann nur die unterhalb belegenen Strecken beeinflussen. Dies ist beispielsweise zuweilen in der Memel auf preufsischem Gebiete der Fall, indem dort bei plötzlichem Witterungswechsel Eisgang

eintritt, während oberhalb in der russischen Memel — dem Niemen — das Eis noch fest in der Winterlage steht. Auch Unterbrechungen des Eisgangs kommen vor, wenn während der Entwickelung des Eisgangs plötzlich starkes Frostwetter eintritt und dann einzelne Strecken schon eisfrei sind, während andere noch die feste Eisdecke tragen.

Wenngleich die Eisgänge gewöhnlich günstiger verlaufen, als man unter Berücksichtigung der in den Wasserlaufbetten vorhandenen erheblichen Eismassen vermuten sollte, so fehlt es doch nicht an zahlreichen Beispielen, dafs durch die bei der Eisbildung und beim Eisgang erzeugten Stopfungen Überschwemmungen gefährlicher Art veranlafst worden sind. Man ist daher mit Recht bemüht, die Eisgangsgefahren nach Möglichkeit zu mildern. Über die zu diesem Zwecke anzuwendenden Mittel ist das Kapitel „Regulierung der Flüsse“ zu vergleichen.

Zum Schlufs möge noch auf die nachstehend angegebenen Mitteilungen über Eisverhältnisse und Eisgänge in verschiedenen Wasserläufen hingewiesen werden.

Tabelle über das Verhalten des Weichselstromes bei den Eisständen und Eisgängen in den Jahren 1809—1856. Zeitschr. f. Bauw. 1858, S. 185.

Tolle. Notizen aus der Zeit der Eisstopfung und des hohen Wasserstandes in der Unter-Elbe im Februar 1862. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1863, S. 234.

Die unteren Weichsel-Niederungen und ihre Eisgangsgefahren. Danzig 1877.

Maafs. Über den Eisgang der Elbe. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 175.

Wex. Eisstofs-Katastrophe bei Wien 1880. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1880.

v. Weber. Die Wasserstrafsen Nord-Europas. Leipzig 1881 (Frostverhältnisse und Kurven der Einfrier- und Auftauzeiten in Schweden).

Deutsche Bauz. 1870, S. 16; 1871, S. 111; 1872, S. 22, 30; 1876, S. 69, 141; 1879, S. 502; 1880, S. 8, 31, 42, 49, 62, 176, 352; 1881, S. 107, 189, 570, 587.

Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881, S. 49.

Eisgang auf der Weichsel. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 143.

Frühling. Über die Festigkeit des Eises. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1885, S. 357. Im Auszuge: Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 306.

Die Eisbildung. Das Schiff 1886, S. 57.

Anleitung zur Beobachtung der Grundeisbildung. „Das Wetter“ 1888, Novemberheft.

Scheck. Zur Beobachtung der Grundeisbildung. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 64.

Pabst. Eisgang und Hochwasser der Düna 1888, 1889 und 1890. Riga'sche Ind.-Ztg. 1889, S. 38 u. 205; 1890, S. 245.

Eisbildung bei Frankfurt a. M. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 79.

Schmitz. Eisverhältnisse des Rheins 1890/91. Deutsche Bauz. 1891, S. 222.

B. Künstlich hergestellte Wasserläufe.

§ 16. Allgemeine Eigenschaften. Künstliche Wasserläufe, nach Art und Zweck bereits in den §§ 1 und 6 angegeben, sind diejenigen, deren Bett nicht durch die lebendige, erodierende Kraft des Wassers, sondern durch bauliche Anlagen künstlich hergestellt wird. Da bei Anlagen derartiger Wasserläufe Richtung, Gefälle, Abflufsprofil und Wassermenge gegeben sind, besteht die Aufgabe darin, das Bett diesen Bedingungen entsprechend zu gestalten. In welcher Weise dies erfolgt, ist in den Kapiteln „Wasserleitungen, Meliorationen und Schiffahrtskanäle“ erörtert, sodafs hier nur auf die Eigenschaften der künstlichen Wasserläufe, welche im wesentlichen mit denjenigen der natürlichen Wasserläufe übereinstimmen, hinzuweisen ist. Der charakteristische Unterschied zwischen natürlichen und künstlichen Wasserläufen besteht darin, dafs letztere, da sie den gegebenen Verhältnissen soweit als thunlich angepafst sind, zu Unregelmäfsigkeiten, welche durch die Bewegung des Wassers und der Sinkstoffe, sowie durch den Angriff

auf das Bett hervorgerufen werden, in viel geringerem Grade Veranlassung geben, als dies bei natürlichen Wasserläufen der Fall ist.

Die Speisung der letzteren erfolgt durch natürliche Gewässer in dem Maſse des jedesmaligen Wasserbedarfs, falls diese Menge überhaupt zur Verfügung steht. Zur Ableitung des Speisewassers nach dem künstlichen Wasserlauf, sowie zur Regulierung der Zufluſsmenge dient meist eine in der Abzweigung angelegte, mit Schutzvorrichtungen versehene Schleuse. Es kommen jedoch auch schleusenfreie, künstlich hergestellte Wasserläufe, beispielsweise zur Umgehung von Fluſsschnellen oder zur Abführung eines Teils der Hochwassermenge natürlicher Wasserläufe und auch bei Durchstichen der letzteren vor, bei denen die Speisewassermenge dann von den Wasserständen der Speiser und deren Wassermenge abhängt. Solche Wasserläufe stehen indessen den natürlichen sehr nahe, weil sie den gleichen Einflüssen, wie diese unterliegen und auch deren Eigenschaften annehmen.

Je nach Art und Zweck des künstlichen Wasserlaufs und je nach den von demselben zu erfüllenden Bedingungen tritt auch hier ein Wechsel des Wasserstandes und der Wassermenge innerhalb gewisser Grenzen ein. Auch bedingt der Abfluſs des Wassers Gefälle und Geschwindigkeit, Faktoren, welche in der Regel derartig bemessen sind, daſs das Bett durch den Angriff des flieſsenden Wassers keine wesentlichen Änderungen erleidet. Dieserhalb entstehen in künstlichen Wasserläufen auch nur wenig Sinkstoffe, doch werden solche mehr oder weniger von den Gewässern, welchen die Speisung obliegt, zugeführt. Meist handelt es sich hierbei nur um feinere Stoffe, wie Schlick, Schlamm, Sand und Kies, durch deren Ablagerung ebenfalls gewisse nachteilige Änderungen in der Bettgestaltung veranlaſst werden können. Endlich unterliegen künstliche Wasserläufe, soweit sie nicht vor Eintritt des Frostes trockengelegt werden, dem Eisstand und dem Eisgang, deren Entwickelung zwar dem der natürlichen Wasserläufe im allgemeinen entspricht, im besonderen aber von dem Grade der Geschwindigkeit des Wassers und sonstigen örtlichen Verhältnissen abhängig ist. Während sich bei geringer Geschwindigkeit die Wasseroberfläche mit einer Eisdecke nahezu wie auf stehenden Gewässern bedeckt, bildet sich bei stärkerer Geschwindigkeit des Wassers, ähnlich wie auf natürlichen Wasserläufen, eine mehr oder weniger unregelmäſsige Eisdecke. Der Eisgang ist in der Regel ungefährlich, weil er sich gleichmäſsiger vollzieht, und zu seiner Entwickelung längere Zeit erfordert. Dieserhalb und wegen der schnelleren Bildung der Eisdecke sind künstliche Wasserläufe, was besonders bei Schiffahrtskanälen nachteilig ist, längere Zeit durch Eis gesperrt, als natürliche.

Litteratur

(zugleich Quellenverzeichnis).

Die Litteratur über die Binnengewässer ist zum Teil schon im Text angegeben.

Nachrichten über die Ströme des preuſsischen Staats. Zeitschr. f. Bauw. 1) Der Rheinstrom. 1856, S. 307. 2) Der Weserstrom. 1857, S. 141. 3) Der Elbstrom. 1859, S. 181. 4) Der Memelstrom. 1861, S. 155. 5) Der Weichselstrom. 1862, S. 21. 6) Der Oderstrom. 1864, S. 367. 7) Der Pregel mit seinen Neben- und Ausflüssen in das kurische und frische Haff. 1870, S. 39.

Belgrand. La Seine. Etudes hydrologiques. Régime de la pluie, des sources, des eaux courantes. Application à l'agriculture. Paris 1857.

Lahmeyer. Über die Konsumtions-Verhältnisse der Weser, Elbe und Ems und deren Nebenflüsse bei den niedrigsten und höchsten Wasserständen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1859, S. 229.

Roeder. Die Loire und ihre Wasserverhältnisse. Zeitschr. f. Bauw. 1867, S. 377. (Auch im Buchhandel erschienen. Berlin 1867.)

Hydrographie des Amazonenstromes in Südamerika. Allg. Bauz. 1867, S. 87.

Brabant. Note sur la propriété du lit des cours d'eau naturels, fleuves et rivières navigables, flottables ou non et ruisseaux. Ann. des ponts et chaussées 1867, 1. Sem., S. 148.

Becker, C. Zur Kenntnis der Oder und ihres Flächengebietes. Berlin 1868.

Gefälle und Geschwindigkeiten des Rheins. Deutsche Bauz. 1869, S. 200.

Statistische Notizen über die Erfolge des Flufsbaues in Bayern. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870, S. 67.

Grebenau. Strombereisung der sächsischen Elbe. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1871, S. 56.

Harlacher, R. Zur Hydrographie Böhmens. Techn. Bl. 1871, S. 81; 1872, S. 137; 1874, S. 168.

Sasse. Der Rhein vor und nach seiner Regulierung auf der Strecke von der französich-bayerischen Grenze bis Germersheim. Deutsche Bauz. 1871, S. 383.

Die schweizerischen See- und Flufsbeobachtungen. Zeitschr. f. Bauw. 1872, S. 313.

Wagner, v. Über Erhaltung normaler Flufsquerprofile. Deutsche Bauz. 1872, S. 390.

Thomé de Gumond. Mémoire sur le régime des eaux courantes en France. Nouv. ann. de la constr. 1873, S. 63.

Grebenau, H. Die Flufsverhältnisse des Oberrheins von Strafsburg abwärts bis Lauterburg und Maxau. Deutsche Bauz. 1873, S. 283.

Costa de Bastelica, M. Les torrents, leurs lois, leurs causes, leurs effets; moyens des les réprimer et de les utiliser; leur action géologique universelle. Paris 1874.

Revy, J. J. Hydraulics of Great Rivers. The Parana, the Uruguay, and the La Plata Estuary. London 1874.

Rousseau, Th. Etude générale sur le régime des cours d'eau du département de l'Aude. Toulouse 1876.

Kleitz. Über die nicht permanente Bewegung des Wassers, insbesondere über das Fortschreiten einer Anschwellung bei Flüssen. Ann. des ponts et chaussées 1877. Aug. S. 133.

Stienecker. Über die praktischen Resultate der seit 1873 im Rhein und seinen Nebenarmen ausgeführten Geschwindigkeitsmessungen. Tijdschr. van het kon. inst. van ing. 18^{80}/81, S. 273.

Harlacher. Messungen in der Elbe und Donau. Leipzig 1881.

Wagner. Wasserkultur. Bremerhafen 1881.

Belpaire. La marche des crues. Gand 1881.

Riedel. Wasserverhältnisse in Schlesien. Wien 1881.

Rapp-Lavale. Unsere natürlichen Wasserläufe. Weilheim 1883.

Lechalas. Hydraulique fluviale. Paris 1884.

Schmidt. Hydrologische Untersuchungen an den öffentlichen Flüssen in Bayern. München 1884.

Martiny, Schlichting, Wernekinck. Hydrotechnisches Gutachten, betreffend die Regulierung des Weichselstroms. Danzig 1885.

v. Hochenburger. Über Geschiebebewegung und Eintiefung fliefsender Gewässer. Leipzig 1886.

N. H. Henket u. andere. Waterbouwkunde. XIII. Afd. Waterstaatskundige Beschrijving van Nederland. Haag 1887.

Denkschrift über die Ströme: Memel, Weichsel, Oder, Elbe, Weser, Rhein. Berlin 1888. (Nicht im Buchhandel.)

Der Wasserbau in den öffentlichen Flüssen im Königreich Bayern, herausgegeben von der obersten Baubehörde. 6 Abteilungen. München 1888.

Willgerodt. Schiffahrtsverhältnisse des Rheins. Strafsburg 1888.

Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse. Herausgegeben von dem Centralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Grofsherzogtum Baden. Berlin 1889.

v. Lorenz-Liburnau. Die Donau, ihre Strömungen und Ablagerungen. Wien 1890.

Möller, M. Über Wasserbewegung im Strome und Gestaltung der Flufssohle. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 455.

v. Wex. Periodische Meeresanschwellungen. Wien 1891.

Jahresbericht des Centralbureaus für Meteorologie und Hydrographie im Grofsherzogtum Baden für die Jahre 1883—1891. Karlsruhe.

Zweiter Abschnitt.

Geodätische und hydrometrische Ermittelungen.

§ 17. Allgemeines. Nachdem in Kap. I und im ersten Abschnitt dieses Kapitels die Mafsnahmen zur Ermittelung der meteorologischen, geologischen und klimatischen Beschaffenheit bei wasserbaulichen Anlagen in Betracht kommender Niederschlagsgebiete, sowie der hiervon abhängigen Speisewassermenge, des Verhaltens der Sinkstoffe in den Gewässern, der Veränderung der Betten derselben, der Eisbildung und des Eisgangs im allgemeinen dargelegt worden sind, sollen hier die in Binnengewässern anzustellenden geodätischen und hydrometrischen Ermittelungen näher erörtert werden. Die ersteren umfassen Aufnahme und bildliche Darstellung der äufseren und inneren Gestaltung der Gewässer, also Anfertigung von Lageplänen, Längen- und Querprofilen, die hydrometrischen Ermittelungen dagegen Wasserstandsbeobachtungen, Wassergeschwindigkeitsmessungen und Wassermengen-Ermittelungen.

I. Geodätische Ermittelungen.

§ 18. Lageplan. Der Lageplan giebt ein mafsstablich dargestelltes Bild der Horizontalprojektion der Binnengewässer und deren Umgebung in solcher Ausdehnung, dafs sich die nach dem Zweck der wasserbaulichen Anlagen in Frage kommenden örtlichen Verhältnisse, soweit dies der Mafsstab des Lageplans unbeschadet seiner Übersichtlichkeit gestattet, beurteilen lassen. Lagepläne der einzelnen Arten der Gewässer werden ganz allgemein „Karten“ genannt und hierbei Übersichts-, Strecken- und Einzelkarten unterschieden (General-, Spezial- und Detailkarten).

a. Übersichtskarten umfassen in der Regel das gesamte der Überschwemmung ausgesetzte Niederungsgebiet der betreffenden Gewässer bis über die nach sicheren Marken an Gebäuden u. s. w. ermittelten und in den Karten einzutragenden Grenzlinien der Überschwemmungen hinaus. Der Mafsstab richtet sich nach der Gröfse des Gebiets und wird demgemäfs gewöhnlich zwischen 1:10000 und 1:100000 gewählt. Vom Mafsstab hängt es ab, inwieweit die unter b. genannten Gegenstände in den Karten zur Darstellung gelangen können. Aufser diesen Übersichtskarten finden zu wasserbaulichen Zwecken auch noch hydrographische, orographische, geologische und Niederschlags-Karten Verwendung, deren Herstellung indessen nicht zu den hier zu behandelnden Vorarbeiten gehört.

Als vorbildliche Übersichtskarten sind zu nennen:

Karte des Rheinstroms im Königreich Preufsen (1:20000), herausgegeben vom Ministerium für Handel, Gewerbe und öffentliche Arbeiten. Berlin 1879.

Waterstaatskarte des Königreichs der Niederlande (1:50000) s. Zeitschr. f. Baukunde 1880, S. 8.

Der Rhein von der elsässischen bis zur hessischen Grenze (1:50000), in: Der Wasserbau in den Flüssen des Königreichs Bayern, herausgegeben von der obersten Baubehörde. München 1886/87.

Rheinstromkarte des Grofsherz. badischen Centralbureaus für Meteorologie u. Hydrographie 1889 (1:100000).

Vergl. auch: Regeln zur Herstellung hydrographischer Karten. Deutsche Bauz. 1884, S. 411, und Stecher. Darstellung der Flächen von Flufs-Sammelgebieten. Centralbl. d. Bauverw. 1886, S. 70.

b. Streckenkarten erhalten gewöhnlich den Mafsstab von 1:2500 bis 1:5000. In dieselben sind die Gewässer mit mehr oder weniger ausgedehnten Flächen des Überschwemmungsgebiets und mit allen darin belegenen, für wasserbauliche Anlagen wichtigen Gegen-

ständen übersichtlich und deutlich darzustellen. Bei eingedeichten Niederungen schliefst die Karte oft schon mit den Hochwasserdeichen oder etwa 500 m hinter denselben ab. Bei den der Strömung unterliegenden Gewässern ist die Stromrinne, auch Thalweg genannt, durch punktierte Linien zu bezeichnen, vergleiche die Lagepläne des Donau-Hollers oberhalb Grein T. III, F. 1, 2 u. 5. Gewöhnlich entspricht die Richtung der Strömung, von links nach rechts laufend, der Schrift auf den Karten. Aufser den Gewässern sind inbesondere noch einzutragen die Flur- und Grundstücksgrenzen, Ortschaften, Wirtschaftshöfe, Verkehrsstrafsen und Feldwege, Deiche, Dämme, Ent- und Bewässerungskanäle, Seitenzuflüsse, Bäche, Gräben, Teiche, Altwasserbetten, Siele, Schleusen, Stauwerke, Mühlen, Leinpfade, Kilometermarken, Pegel, Brücken, Fähren, Landeplätze, Schiffsbauanlagen, Buhnen, Parallelwerke, Uferdeckwerke, Bohlwerke, Kaimauern, Molen, Sperrdämme (Coupierungen), Pflanzungen, Vorländer, Anlandungen (Alluvionen), Inseln, auch zeitweise über dem Wasser hervorragende Sinkstoffbänke und Felsen. Ferner ist die Richtung des magnetischen Nordens anzugeben. Bezüglich der örtlichen Aufnahme der bei den Karten in Betracht kommenden Gebiete sei hier nur bemerkt, dafs dieselbe zur Ermittelung der Lage und Gestaltung der Ufer gröfserer Wasserläufe durch trigonometrische und geometrische Messungen erfolgt, indem man auf beiden Ufern Standlinien wählt, diese durch Stangen in den Kreuzungspunkten festlegt, deren Lage durch ein Netz von Dreiecken mit Theodolit, in einfachen Fällen auch mit Bussole oder Mefstisch, bestimmt und die Entfernung der Ufer von den Standlinien durch geometrische Messung der rechtwinklig zu den letzteren liegenden Ordinaten ermittelt. Die Aufnahme wird meist bei einem niedrigen Wasserstande begonnen und dieser, auf den benachbarten Hauptpegel bezogen, auf den Karten vermerkt. Ändert sich während der Aufnahme dieser Wasserstand, wie bei Wasserläufen oft der Fall ist, so sind die dann ermittelten Messungsergebnisse nach jenem Wasserstande zu berichtigen. Die Wassertiefen werden entweder durch eingezeichnete Querprofile (T. VI, F. 1) oder durch Horizontalkurven unter Abtönung mit blauer Farbe (T. V, F. 1 u. 2) oder auch unter Beifügung der auf Niedrigwasser bezogenen Tiefenzahlen (T. V, F. 1 u. T. VI, F. 2) dargestellt. Da indessen die Tiefen nicht unverändert bleiben, vielmehr nach dem Grade der Sinkstoffbewegung einer häufigen Änderung unterliegen, empfiehlt es sich, von Eintragung derselben in Übersichts- und Streckenkarten Abstand zu nehmen (T. III, F. 4).[75])

c. Einzelkarten sind bei Aufstellung von Entwürfen für wasserbauliche Anlagen entweder nach den Streckenkarten oder durch besondere örtliche Aufnahme anzufertigen und zwar in einem Mafsstabe (1:500 bis 1:1000), welcher die Eintragung der Bauwerke in ihren wesentlichen Linien, auch der oben genannten Standlinien auf den Ufern und

[75]) Näheres über Flufsvermessungen ist zu entnehmen aus:

Bestimmungen über den Anschlufs der Spezialvermessungen an die trigonometrische Landesvermessung. Laut Beschlufs des Central-Direktoriums der Vermessungen im preufsischen Staate vom 29. Dez. 1879. Berlin 1880.

Anweisung vom 25. Okt. 1881 für das Verfahren bei Erneuerung der Karten und Bücher des Grundsteuer-Katasters. Erlassen vom Kgl. preufsischen Finanzminister. Berlin 1882.

Anweisung vom 25. Okt. 1881 für die trigonometrischen und polygonometrischen Arbeiten bei Erneuerung der Karten und Bücher des Grundsteuer-Katasters. Berlin 1882.

Allgemeine Normen für die Herstellung hydrographischer Karten und Profile. Zeitschrift für Vermessungswesen 1885, S. 353.

Bestimmungen über die Anwendung gleichmäfsiger Signaturen für topographische und geometrische Karten, Pläne und Risse. Erlassen vom Central-Direktorium der Vermessungen im preufsischen Staate. Berlin 1888.

Musterblätter für topographische Arbeiten (1:25000). Nach den Vorschriften der Kgl. preufsischen Landesaufnahme. Berlin 1888.

der Wassertiefen gestattet. Letztere sind hier sowohl zur Bestimmung der Abmessungen der Bauwerke, als auch zur späteren Feststellung der durch den Bau bewirkten Veränderungen des Bettes unentbehrlich. Die Längen- und Breitenausdehnung der Einzelkarten hängt von dem besonderen Zweck derselben ab.

§ 19. Längenprofil. Längenprofil ist eine Darstellung der Abwickelung einer das Wasserbett in der Längenrichtung lotrecht durchschneidenden Fläche, in welcher sowohl die Ufer-, Wasserspiegel- und Sohlenlinien des Bettes, als auch die Höhenlage aller wichtigen zu demselben in Beziehung stehenden Gegenstände auf Grund nivellitischer Ermittelung zur Eintragung gelangen. Auch hier nimmt man das Quellgebiet links, das Mündungsgebiet rechts liegend an, sodafs im Längenprofil das linke Ufer erscheint. Soll auch das rechte Ufer angegeben werden, so ist dies durch Farbenton zu unterscheiden. Bei Wasserläufen stellt der Wasserspiegel im Längenprofil gegen den Horizont geneigte Linien, das Gefälle, dar. Notwendig ist die Eintragung aller Festpunkte, an welche das Längenprofil angeschlossen wird, sowie die Höhenlage aller das Gewässer beeinflussenden wichtigen Gegenstände, wie Nullpunkte der Pegel, Drempel und Fachbäume von Schleusen und Sielen, Wehrrücken, Brücken bezüglich der Unterkanten und der Scheitel der Oberbaukonstruktionen, Leinpfade, Bohlwerke, Kaimauern, Gebäude und Kronen der Hochwasser- und Sommerdeiche. Die gröfste Sorgfalt erfordert die Ermittelung der Gefällelinien des Wasserspiegels bei Niedrig-, Mittel- und Hochwasser. Bei Wasserläufen, in denen sich in der Regel das Gefälle mit dem Wasserstande ändert, wird es notwendig, vor Beginn der Nivellementsarbeiten, soweit als thunlich den Eintritt von Beharrungszuständen, in denen in gleichen Zeiten gleiche Wassermengen abgeführt werden, abzuwarten und nunmehr die Höhenlage des Wasserspiegels an beiden Ufern durch Marken in den Messungspunkten festzustellen. Letztere liegen gewöhnlich in Entfernungen von 200 bis 500 m, wenn nicht Stromschnellen, Mündungen von Nebenflüssen, Bauwerke oder sonstige örtliche Verhältnisse geringere Entfernungen bedingen. Die Bezeichnung der Wasserspiegelhöhe erfolgt durch Kopfpfähle, die an den durch gröfsere Pfähle bezeichneten Messungsstellen am Uferrande bis zum Wasserspiegel eingeschlagen werden. Dies kann mit Hilfe einer grofsen Zahl von Arbeitern nach vereinbarten Signalen für längere Strecken gleichzeitig oder auch, wenn dies nicht durchführbar ist, in Zeiträumen geschehen, die nach der Stromgeschwindigkeit zu bemessen sind. In letzterem Falle genügen zum Einschlagen der Kopfpfähle für die Einzelstrecken wenige Arbeiter, wenn diese mit der Stromgeschwindigkeit thalwärts fortschreiten. (Vergl. auch Zeitschr. des bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870, S. 29.) Durch Einwiegen der Kopfpfähle mit zuverlässigen Nivellierinstrumenten erhält man die Gefällelinien im Wasserspiegel an beiden Ufern für den betreffenden Wasserstand. Diese Gefällelinien stimmen vielfach nicht überein, indem der Wasserspiegel am konkaven Ufer infolge der nach demselben gerichteten Strömung höher ansteigt, als am konvexen Ufer. In dem Längenprofil der Eger bei Warta (T. V, F. 3) sind die Höhenunterschiede nachgewiesen und danach von dem Radius der Krümmungen abhängig. Am erheblichsten sind sie in der starken Krümmung am rechten Ufer in Station 12 und 13, wesentlich geringer in den flachen Krümmungen am linken Ufer in Station 0 bis 4 und 21 bis 24.

Die Gefällelinie des Wasserspiegels der Stromrinne, nach der sich von den Ufern aus in der Regel ein geringes Quergefälle entwickelt, läfst sich nicht durch Nivellement finden. Man erlangt sie durch Mittelung der Gefällelinien an beiden Ufern, jedoch nur annähernd, da die genaue Form der Wasserspiegellinie im Querprofil von Wasser-

läufen noch unbekannt ist, wenn sie auch im allgemeinen als eine konkave Linie, deren tiefster Punkt in der Stromrinne liegt, angenommen werden darf, da die Ufer ein Heben des Wasserspiegels veranlassen. Unter diesen Umständen begnügt man sich bei Feststellung der Gefällelinien häufig mit dem Nivellement der Wasserspiegelhöhen an nur einem Ufer und ermittelt diese für verschiedene Wasserstände, und zwar zur Zeit des Niedrig-, Mittel- und Hochwasserstandes. Gewöhnlich zeigt die Gefällelinie für Niedrigwasser den Wechsel des Gefälles am deutlichsten, während sich bei Mittelwasser und ganz besonders bei Hochwasser die Gefällelinien mehr und mehr ausgleichen, wie beispielsweise bei Überfallwehren leicht beobachtet werden kann. Aus dem Vorstehenden ergiebt sich die Schwierigkeit der Ermittelung genauer Gefällelinien um so mehr, als sich sehr geringe Höhenunterschiede auch mit den zuverlässigsten Nivellierinstrumenten nicht genau feststellen lassen.

Die Gefällelinie für Hochwasser wird aufserdem noch durch Änderung der Strömungsrichtung beeinflufst, indem das Hochwasser die in den Konvexen abgelagerten Sinkstoffbänke überflutet und dann teilweise die Linie des stärksten Gefälles verfolgt. Meist läfst sich die Hochwasserlinie nur nach verhältnismäfsig wenigen Punkten bestimmen, weil der Feststellung des Wasserstandes Hindernisse mannigfacher Art entgegentreten. Dieserhalb sowohl, als auch wegen der meist unregelmäfsigen Gestaltung des Überschwemmungsgebiets und der stauerzeugenden Hindernisse daselbst, ist die Genauigkeit der Hochwasser-Gefällelinie im Längenprofil von Wasserläufen relativ am geringsten.

Was endlich die Höhenlage der Sohle der Gewässer betrifft, so erfolgt deren Ermittelung nicht durch Nivellement, sondern nur durch Messung der Wassertiefen bei Wasserständen, die denjenigen des Längenprofils entsprechen. Diese Tiefen werden in der Regel aus den Querprofilen (vergl. § 20) entnommen und beziehen sich bei Wasserläufen auf die Thalweg- oder Stromrinnensohle, unterliegen daher wie diese stetiger Veränderung. Über unmittelbare Messung der Lage dieser Sohle vergl. § 20 unter e. (selbstthätige Peilapparate).

Sämtliche Höhen des Längenprofils werden jetzt allgemein in Deutschland auf Normal-Null (Nullpunkt des Amsterdamer Pegels), gewöhnlich durch N. N. bezeichnet, bezogen. Für Preufsen liegt der auf N. N. bezogene Normal-Höhenpunkt (N. H. P.) in der Sternwarte zu Berlin. Über die Höhenlage desselben, sowie über diejenige von Normal-Null ist folgendes zu bemerken:

Der Nullpunkt des Amsterdamer Pegels entspricht nicht ganz der aus Ebbe und Flut berechneten mittleren Höhe der Nordsee, sondern der mittleren Höhe der Wiesen um Amsterdam. Neuere Messungen, die mehrere Jahre hindurch am Helder angestellt wurden, ergaben, dafs der bezeichnete Nullpunkt 330 mm höher als die mittlere Meereshöhe und 144 mm über dem Mittelwasser der Süder-See liegt. — Das von der niederländischen Regierung zur Ausführung gebrachte Präzisionsnivellement vom Amsterdamer Pegel nach den deutschen Nivellements-Festpunkten an der niederländischen Grenze bei Nordhorn und Nieuwe-Schanz (1875—1876) erzielte folgende Höhenangaben: Amsterdamer Mittelwasser = 3,369 m über dem Pegel zu Neufahrwasser = 0,155 m unter dem Mittelwasser daselbst = 0,121 m unter dem Mittelwasser zu Swinemünde.

Seitens des Königl. preufs. geodätischen Instituts ist die Höhe des Normal-Höhenpunktes für Preufsen zu + 37,056 m über dem Mittelwasser der Ostsee bei Swinemünde (vergl. Gradmessungs-Nivellement zwischen Swinemünde und Konstanz. Berlin 1882, S. 37) und die Höhe des Nullpunktes des Amsterdamer Pegels über demselben Mittelwasser zu + 0,242 (vergl. Gradmessungs-Nivellement zwischen Swinemünde und Amsterdam.

Berlin 1883, S. 41) ermittelt worden, sodafs hiernach im System des geodätischen Instituts der Normal-Höhenpunkt 36,814 m über Normal-Null liegt, während er nach den Ermittelungen der trigonometrischen Abteilung der Landesaufnahme 37,0 m über Normal-Null liegt (vergl. Der Normal-Höhenpunkt für das Königreich Preufsen an der Königl. Sternwarte zu Berlin. Berlin 1879, S. 8 u. 13). Zwischen beiden Angaben besteht also zur Zeit noch eine Differenz von 0,186 m.

Dagegen liegt nach der Veröffentlichung des Königl. preufs. geodätischen Instituts, Berlin 1890, das Mittelwasser der Ostsee bei Swinemünde, abgeleitet aus der 78jährigen Beobachtungsperiode 1811/88, 0,0531 m unter N. N. im Systeme des geodätischen Instituts und 0,0659 m unter N. N. im Systeme der Landesaufnahme, indem für alle Swinemünder Festpunkte den Höhen über N. N. im Systeme des geodätischen Instituts bei ihrer Zurückführung auf Höhen über N. N. im Systeme der Landesaufnahme der Wert — 12,8 mm hinzuzufügen ist.

Nach der zuletzt angegebenen Veröffentlichung des geodätischen Instituts, S. 38, ist die Unveränderlichkeit der relativen Höhenlage der Küste gegen die Ostsee für die Beobachtungsperiode von 1811 bis 1888 als erwiesen anzusehen. Auch weichen die Mittelwasser einer grofsen Zahl von Beobachtungsstationen an der Ostsee, dem atlantischen Ozean, dem mittelländischen und adriatischen Meer in ihrer Höhenlage nach den neuesten Untersuchungen nur um einige Centimeter ab (vergl. Verhandlungen der vom 15.—21. Sept. 1890 zu Freiburg i. B. abgehaltenen Konferenz der permanenten Kommission der internationalen Erdmessung. Berlin 1891). Die Änderungen zwischen den älteren und neueren Angaben beruhen zum Teil auf Messungsfehlern, zum Teil darauf, dafs der Einflufs der Abplattung der Erde bei den früheren Berechnungen vernachlässigt worden war. (So beträgt z. B. diese Reduktion für die Linie Alicante-Santander in Spanien 0,34 m, sodafs die früher zu 0,64 m angenommene Depression des Mittelmeeres auf 0,30 m vermindert wird.)

Der Längenmafsstab des Längenprofils entspricht dem der zugehörigen Übersichts- und Streckenkarten, der Höhenmafsstab ist um das 10- bis 30fache gröfser. Die Darstellung der Längenprofile ergiebt sich aus den in T. V, F. 4 u. 5 enthaltenen Längenprofilen von Strecken der Weser und des Neckars.[76])

§ 20. Querprofil. Ein Querprofil ist die graphische Darstellung einer das Wasserbett annähernd normal zu seiner Längenrichtung lotrecht durchschneidenden Ebene, welche oben von der Wasserspiegellinie und im übrigen von der unregelmäfsigen Linie des Bettes begrenzt wird. Die Darstellung des Querprofils erfolgt auf Grund von Breiten- und Tiefenmessungen, sowie bezüglich der Höhenlage der Ufer und wichtigen Gegenstände daselbst auf Grund nivellitischer Ermittelung derartig, dafs in der Zeichnung das rechte Ufer rechts, das linke Ufer links erscheint.

Die Aufnahme der Querprofile geschieht nicht in regelmäfsigen Abständen, wie bei Strafsen und Eisenbahnen, sondern man richtet sich hierbei nach der Beschaffenheit des Wasserlaufes. In der Regel beträgt die Entfernung der Querprofile das ein- bis zweifache der Breite des Bettes. Der Abstand kann in geraden Strecken gröfser als in Krümmungen gewählt werden. Man legt ferner unabhängig hiervon Querprofile an die tiefsten und seichtesten, an die breitesten und engsten Stellen.

Die Messungen erfolgen zweckmäfsig bei niedrigen, vielfach indessen auch bei mittleren Wasserständen, doch sind sämtliche zusammengehörige Querprofile auf einen bestimmten, näher anzugebenden Wasserstand zu beziehen und demgemäfs die Ergebnisse von Messungen bei anderen Wasserständen zu berichtigen. Als Mafsstab empfiehlt sich zur Auftragung der Querprofile, welche zu Bauzwecken und zur Eintragung von

[76]) Wegen der in Preufsen vorgeschriebenen Darstellung der Längenprofile vergl. Bestimmungen über die Anwendung gleichmäfsiger Signaturen für topographische und geometrische Karten, Pläne und Risse. Berlin 1880, Taf. VIII.

Bauwerken dienen sollen, für die Längen 1:500 bis 1:1000, für die Tiefen 1:50 bis 1:100, während für Übersichts-Querprofile der Mafsstab für die Längen von 1:5000 und für die Tiefen von 1:500 genügt, im übrigen aber von dem Mafsstab der Karten abhängig ist.

Die Breite des Wasserlaufes im Querprofil wird durch Peilleine, oder durch Baaken und Winkelmefsinstrumente, die Wassertiefe von einem Kahn aus durch Peilstange oder Peillot in zahlreichen Punkten des Querprofils gemessen. Gebräuchlich ist die Tiefenmessung in Entfernungen von 5 m, wobei sich eine genügende Kenntnis der Gestaltung der Bettsohle erlangen läfst. In sehr breiten Gewässern begnügt man sich mit weniger Messungspunkten je nach dem besonderen Zweck der Profile und je nach den Schwierigkeiten der Messung.

a. Peilleine. Die Peilleine, entweder ein 1—1½ cm starkes Hanf- oder ein 4—6 mm starkes Drahttau von verzinktem Eisen oder Gufsstahl, wird in Entfernungen von je 5 m mit Bandstreifen von Tuch oder Leder, bezw. mit Drahtumwickelung versehen. Das Hanftau dehnt sich im Laufe der Zeit und verkürzt sich, sobald die Leine bei den Messungen in das Wasser eintaucht, sodafs die Längenmafse ungenau sind, um so mehr, als die Peilleine nicht derartig angezogen werden kann, dafs sie geradlinig liegt. Man verwendet sie zu Peilungen bei Flüssen von mäfsiger Breite, indem man sie zunächst auf einem Ufer an eingeschlagene Buhnenpfähle befestigt, im übrigen aber unter entsprechender Abwickelung in einem zur Peilung zu verwendenden Kahne nach dem anderen Ufer führt und sie nun dort, ebenfalls um Pfähle gewunden, solange anzieht, bis sie sich schwebend über dem Wasserspiegel erhält. Dient ein Drahttau als Peilleine, so erfolgt ihre Befestigung auf den Ufern durch Anker oder eiserne Pfähle und das Anziehen durch ein Getriebe, welches eine Windetrommel zur Auf- und Abwickelung des Taues in Drehung versetzt, vergl. Erbstein. Peilwinde. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 202. Bei breiten Gewässern bedarf die Peilleine zur Beschränkung ihrer Eintauchung der Unterstützung durch verankerte Schiffsgefäfse, und bei lebhafter Schiffahrt zwingen Rücksichten auf Freihaltung einer Durchfahrtsöffnung, die Aufnahme der Querprofile in Abschnitten vorzunehmen.

Bei den Peilungen im Rhein (vergl. Zeitschr. für Bauwesen 1884, S. 39) wird ein Drahttau von 4,9 mm Durchmesser verwendet, dasselbe ist aus 49 verzinkten Gufsstahldrähten von 0,55 mm Stärke, von denen je 7 zu einer Litze vereinigt sind, hergestellt und besitzt eine absolute Festigkeit von 1000 kg. Mit Rücksicht auf Ausdehnung bei längerem Gebrauch sind die durch Umwickelung, abwechselnd von Kupfer- und Messingdraht, hergestellten Marken in Entfernungen von 4,975 m anstatt von 5 m angeordnet. Das Anziehen des Taues erfolgt auf den zur Unterstützung dienenden Kähnen durch je zwei Bockwinden, auch wird aufserdem noch zu den Peilungen ein Dampfboot verwendet. Vergl. auch Schrader. Drahtseil-Peilung. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, Heft 3.

b. Baaken. In Fällen, bei denen die Verwendung der Peilleine ausgeschlossen ist, bezeichnet man die Messungspunkte durch Tonnen oder Baaken, verankert diese in der Richtung des Querprofils und bestimmt ihre örtliche Lage durch Einvisieren vom Ufer aus, oder ermittelt den Ort des zum Peilen benutzten Kahnes im Augenblick der Messung für jeden einzelnen Messungspunkt durch zwei Winkelinstrumente von verschiedenen Punkten des Ufers aus gleichzeitig.

Das Einvisieren der Meſspunkte und das Festlegen der Profillinie kann in verschiedener Weise geschehen. Man kann die Linie *M N* (Fig. 12) zunächst im Strome ausbaaken und alsdann auf einem der beiden Ufer die dazu parallele Gerade *M' N'* abstecken. Nun stellt man mittels eines Winkelinstrumentes den Winkel fest, den die Visur *M' M'* oder *N' N'* mit *M' N'* bildet. Unter Beibehaltung dieses Winkels visiert man die übrigen Punkte auf dem Ufer ein.

Fig. 12.

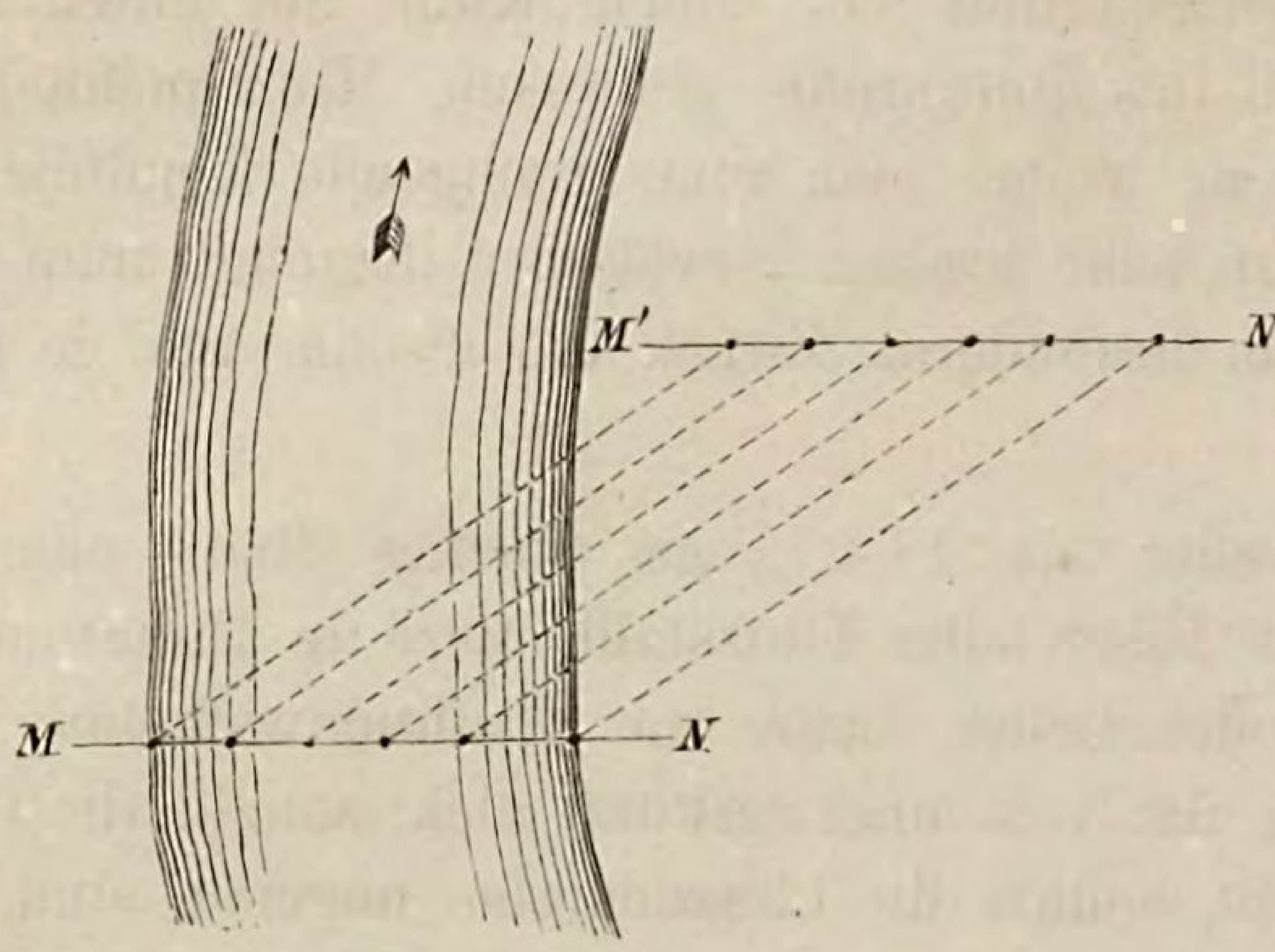
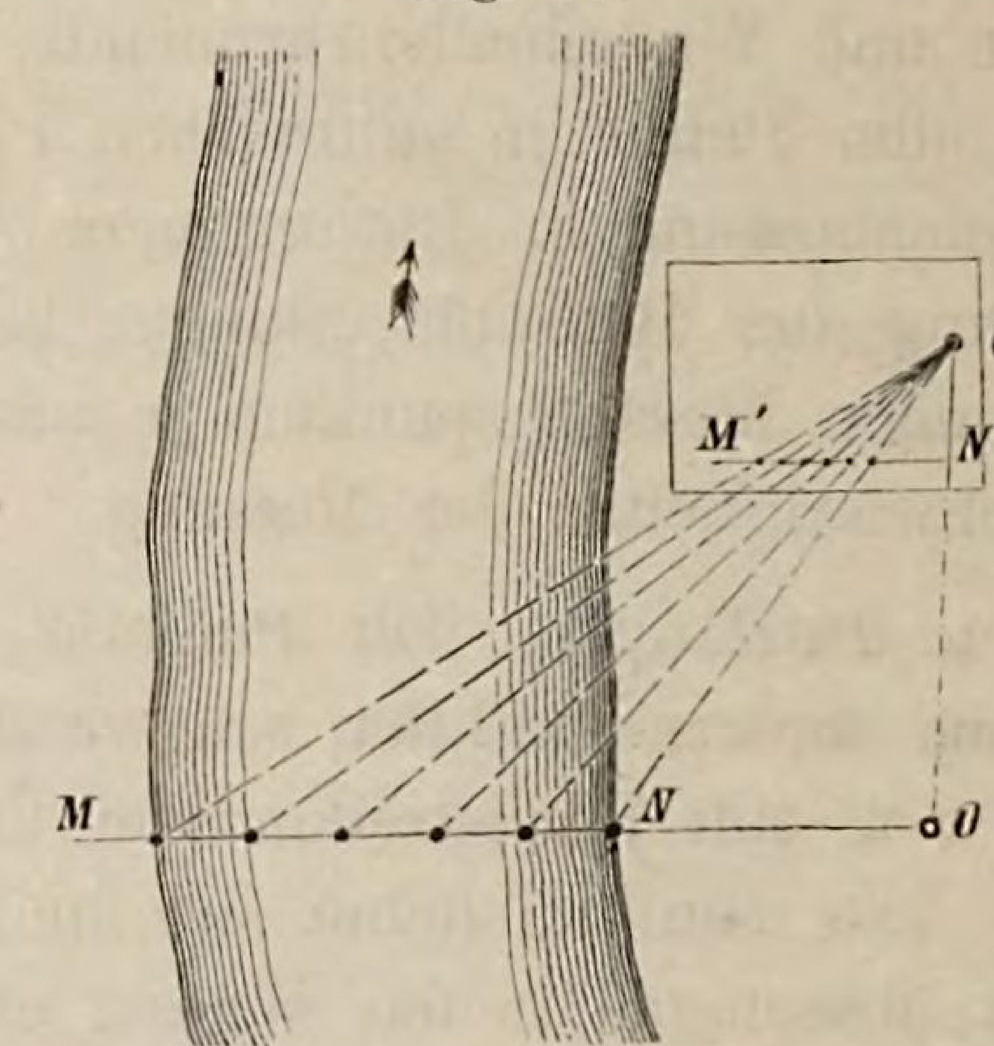


Fig. 13.



Am vorteilhaftesten ist es, den Meſstisch zu benutzen. Man baakt zuerst die Profillinie *M N* (Fig. 13) auf dem Strome aus und setzt sie (etwa bis *O*) auf einem der Ufer fort. Alsdann wählt man einen geeigneten Beobachtungspunkt *O'* so, daſs man die Vermessungsbasis *O O'* genau genug messen kann, stellt den Meſstisch in *O* auf, zieht die Visuren *O M* und *O O'*, trägt hierauf die Länge *N' O'* (= *O O'* in dem betreffenden Maſsstabe) ein und stellt schlieſslich den Tisch in *O'* auf. Nun orientiert man ihn nach *O* und kann alsdann die Visuren nach *M N* und den übrigen Peilstellen ziehen. Von einem Beobachtungspunkt aus lassen sich mehrere Querprofile aufnehmen.

Statt des Meſstisches kann man auch einen in *O'* aufgestellten Theodoliten anwenden. Der Beobachter daselbst hat die Winkel zu messen, welche die Visuren nach den einzelnen Punkten des Querprofils mit der Basis *O O'* bilden. Selbstredend muſs auch in *O* der Winkel gemessen werden, den die Basis *O O'* mit der Querprofillinie *M N* einschlieſst.

Das Ausbaaken der Profillinie *M N* (Fig. 14) ist zwar umständlich, aber genau. Man kann einfacher auch in der Weise verfahren, daſs man *M N* noch auf den beiden Ufern fortsetzt — etwa bis nach *P* und *O* hin — und daſs man bei der Tiefenmessung den Peilkahn durch Rückwärtseinvisieren über *M P* oder *N O* in die Ebene des Querprofils einstellt. Ist die Einstellung erfolgt, so wird auf dem Kahn während der Peilung ein Zeichen gegeben und der betreffende Profilpunkt mittels Meſstisch oder Theodolit einvisiert.

Fig. 14.

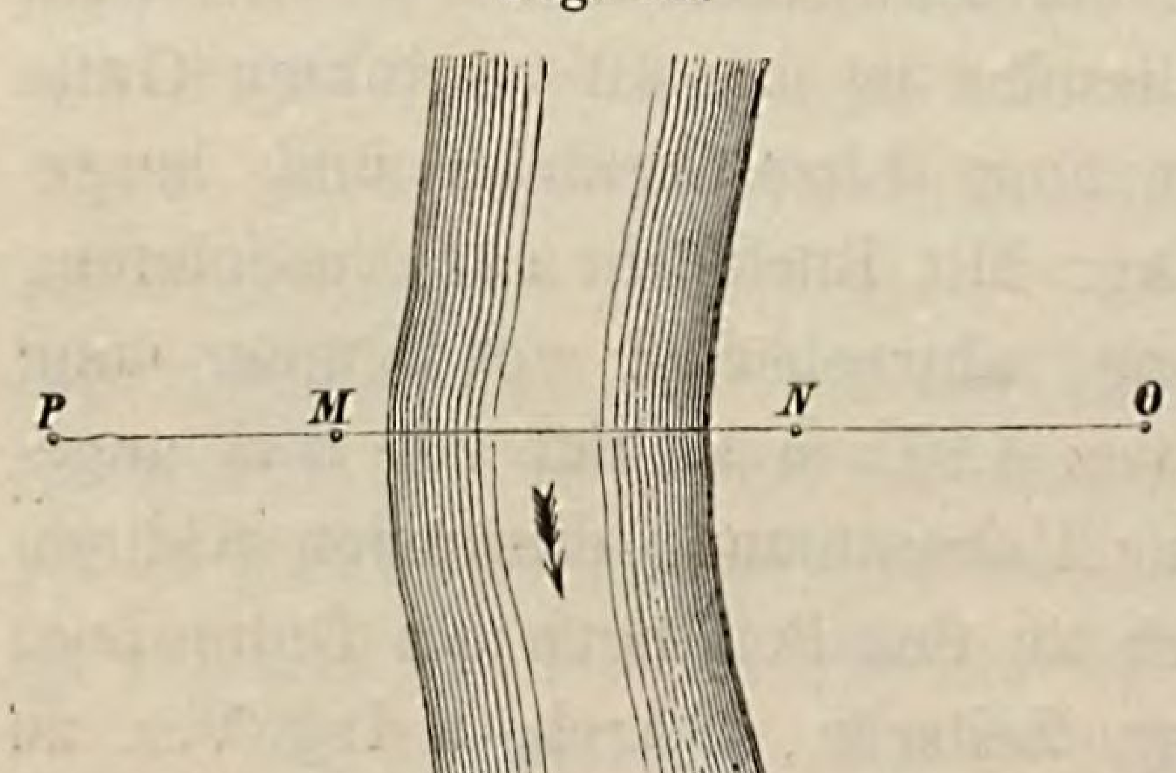
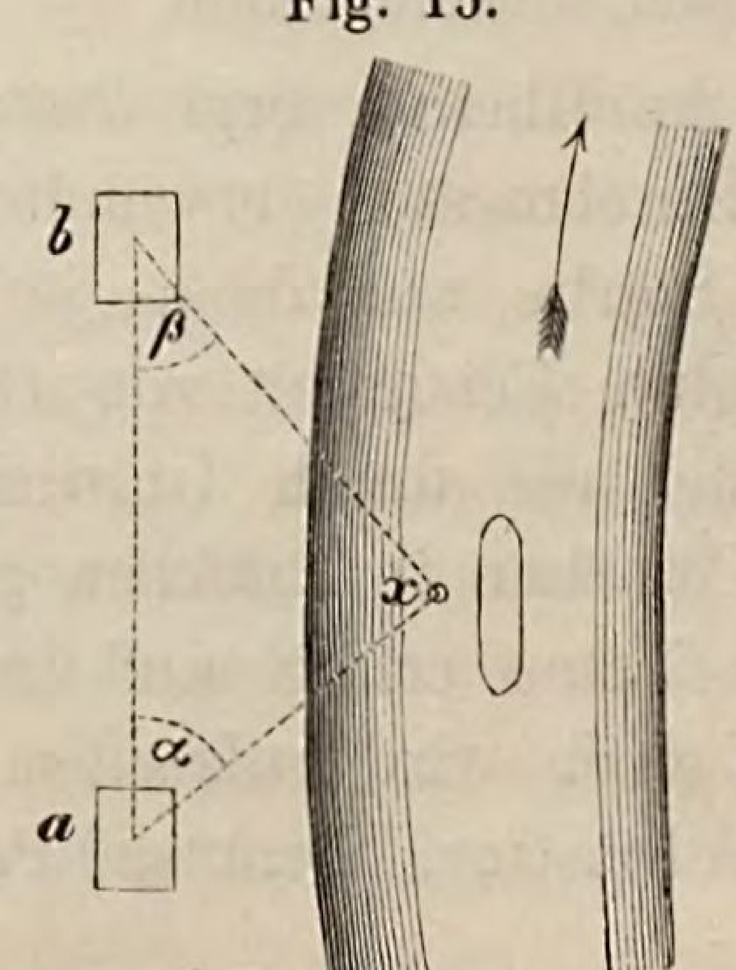


Fig. 15.



Bei den Messungen am Mississippi (vergl. § 26 unter 3.) wurde eine Basis von 120 bis 300 m Länge am Ufer abgesteckt. An jedem Ende derselben stand ein Beobachter mit einem Theodoliten. Der Eine brachte das Fernrohr seines Instrumentes in die Richtung des aufzunehmenden Querprofils. Der Andere, am oberhalb belegenen Endpunkte der Basis stehend, verfolgte mit seinem Fernrohr das zum Peilen dienende Boot und las, wenn die Tiefenmessung vorgenommen wurde, den Winkel ab, welchen die Visur nach dem Boote mit der Basis einschloſs.

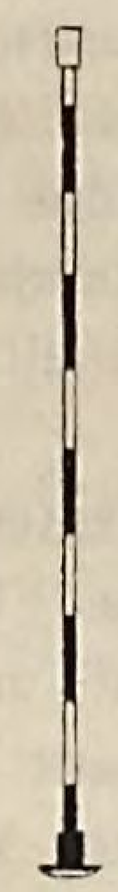
In ähnlicher Weise ist auch der von C. Post konstruierte „Hydrograph" zu verwenden. Es ist dies ein verbesserter Meſstisch mit leicht zu regulierender und schnell festzulegender Kippregel. Zur Bestimmung der örtlichen Lage des Bootes bezw. des Punktes *x*, Fig. 15, dienen zwei Hydrographen *a* und

b, welche gleichzeitig im Moment der Peilung die Winkel α und β einschneiden. Das Verfahren gestattet eine schnelle, billige und genaue Ausführung der Peilungen, ohne Behinderung der Schiffahrt. Vergl. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1886, S. 147—158.

An den Mündungen der Flüsse in das Meer nimmt man die Querprofile mit Kompafs, Sextant und Log auf.

c. Peilstange. Bei Tiefenmessungen bis zu 6 m Wassertiefe genügt die Peilstange, eine rund gehobelte, mit Decimeter-Einteilung versehene, hölzerne Stange (Fig. 16). Am unteren Ende derselben befindet sich zum Schutz gegen Abnutzung eine Blechkappe, mit der gewöhnlich noch eine Scheibe von Holz oder Eisen verbunden ist, um das Eindringen in den Boden zu verhindern. Beim Gebrauch ist die Peilstange schräg gegen die Strömung einzusetzen, bis sie die Bettsohle erreicht und sodann während des Ablesens der Eintauchungstiefe gerade zu richten. Die Ablesung wird gewöhnlich auf 5 cm abgerundet, da eine gröfsere Genauigkeit nicht zu erreichen ist. — Für gröfsere Tiefen verwendet man

Fig. 16.



d. das Peillot, welches aus einem eisernen Cylinder und daran befestigter, durch eingebundene Lederstreifen eingeteilten Lotleine besteht. Nachdem das gegen die Strömung vom Kahn aus eingeworfene Lot die Sohle des Bettes erreicht hat, erfolgt das Anziehen der Lotleine und das Ablesen der Eintauchungstiefe.

Für Messungen in sehr grofsen Tiefen, namentlich für Meerestiefen, hat man besondere Apparate konstruiert. In Betreff dieser Apparate ist das XVI. Kapitel zu vergleichen, auch Weeren. Der neue Tiefenmesser. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 220 und Annal. d. Hydrogr. 1888, S. 131.

Durch Peilstange und Peillot erhält man in der Regel, namentlich bei starker Strömung, keine genauen Tiefen und auch deshalb ein nur unvollkommenes Bild des Bettes, weil nur einzelne Punkte desselben gemessen werden können, vergl. hierzu van Gelderen. Genauigkeit von Peilungen. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 302—304. Es kommt hinzu, dafs eine derartige Tiefenaufnahme sehr zeitraubend ist.

Diese Übelstände beseitigen bis zu einem gewissen Grade

e. die selbstthätigen Peilapparate. Das Prinzip dieser Apparate besteht darin, die Hebungen und Senkungen, denen ein über die Sohle des Bettes gleitender Körper bei der Fortbewegung desselben mit dem Peilkahn unterliegt, durch ein Gestänge derartig auf letzteren zu übertragen, dafs die Ablesung der Wassertiefen an einer Skala oder auch die selbstthätige graphische Auftragung der Sohlenlinie des Bettes auf Papierrolle möglich wird. Diese Vorrichtungen sind für Peilung von Querprofilen im allgemeinen wenig geeignet, namentlich bei starker Strömung, da diese den Apparat nicht nur angreift, sondern auch ablenkt und auch den Peilkahn in der regelmäfsigen Fortbewegung stört. Weniger nachteilig sind diese Übelstände bei Peilung des Längenprofils der Bettsohle, doch ist auch hier die Verwendbarkeit der Apparate nur eine beschränkte, weil der Längenmafsstab der graphisch aufgetragenen Sohlenlinie der Einheitlichkeit ermangelt, vielmehr von der Geschwindigkeit des Peilkahns abhängt, daher häufigem Wechsel unterliegt. Dazu kommt, dafs die Längenentfernungen nur annähernd vom Kahn aus nach den Kilometermarken der Ufer festgestellt werden können, dafs sonach zwischen den Marken liegende Punkte des Längenprofils örtlich schwer zu bestimmen sind. Trotzdem erlangt man mit solchen Apparaten ein für manche Zwecke ausreichend übersichtliches Bild von der Gestaltung der Bettsohle, so namentlich, wenn Ermittelungen der Wassertiefen in der gesamten Längenausdehnung der Fahrrinnen,

oder Ausführung von Baggerungen auf den Untiefen oder Untersuchungen über Ablagerungen und Fortbewegung von Sinkstoffbänken in Frage treten, wobei dann die in Betracht kommenden Strecken während der Peilung durch ausgeworfene Baaken zu bezeichnen sind. Über derartige, bisher verwendete Apparate ist folgendes zu bemerken:

1. Vouret's Apparat besteht aus einer Peilstange, die an einer Bootsbank so befestigt ist, dafs sie sich in einer Hülse auf- und abschieben kann, je nachdem die Bettsohle höher oder tiefer ist. Das Nähere der Einrichtung ist zu entnehmen aus: Allg. Bauz. 1860, S. 105. Der Apparat erfordert aufser der Leitung des Bootes fünf Beobachter, sodafs die Handhabung desselben keineswegs einfach ist.

2. Für das Bereisungsschiff der Elbstrom-Bauverwaltung wurde für einen besonderen Zweck und mit geringen Anforderungen an die Genauigkeit der Arbeit eine selbstthätige Peilvorrichtung konstruiert. Ein gufseisernes Rad wird mittels einer um einen Bolzen in der Schiffswandung drehbaren eisernen Stange beim Fahren des Schiffes auf dem Grunde des Stromes fortbewegt. Mit der Achse des Rades ist eine zweite Stange drehbar verbunden, die sich in einer Führung annähernd lotrecht auf- und abbewegt, wobei an einer hinter dieser Stange auf dem Bord des Peilkahns aufgestellten, nach Decimeter geteilten Skala die jedesmalige Wassertiefe abgelesen werden kann. Vergl. Deutsche Bauz. 1875, S. 86.

3. Vollkommener ist der Kirchstein'sche Apparat (ebenfalls an vorstehend angegebener Stelle erläutert), bei welchem der Fufs einer gabelförmigen, oben am Kahn beweglich angebrachten Stange auf dem Flufsbett gleitet und eine mit dem Fufs verbundene Schnur, je nach der Neigung der Stange, zur Auf- und Abwickelung gelangt. Die hierzu erforderliche Trommel setzt ein Räderwerk in Bewegung und dieses greift in eine lotrecht geführte, gezahnte Stange ein. Dieselbe trägt oben einen Zeichenstift, welcher beim Auf- und Absteigen, je nach der Tiefe der Flufssohle, auf einem mit Papier umwickelten, durch Uhrwerk in Drehung versetzten Cylinder die Sohlenlinie des Flufsbettes unmittelbar darstellt.

4. Bei dem Schmid'schen Apparat, vergl. Zeitschr. für Bauk. 1880, S. 211—220, ist die Gleitstange zwischen zwei gekuppelten Fahrzeugen aufgehängt und oben zur Erhaltung eines annähernd gleichbleibenden Druckes mit Gegengewicht belastet. Die Bewegungen dieser Stange werden derartig auf einen horizontalen Schieber übertragen, dafs sich dessen Verschiebungen zu den Tiefenänderungen wie 1:20 verhalten. Die weitere Übertragung der Bewegung vom Schieber bis zum Schreibapparat, welcher nicht nur die Sohlenlinie des Längenprofils, sondern auch eine Horizontale unmittelbar auf Papierrolle darstellt, erfolgt durch Getriebe und Zahnstangen.

Fig. 17.

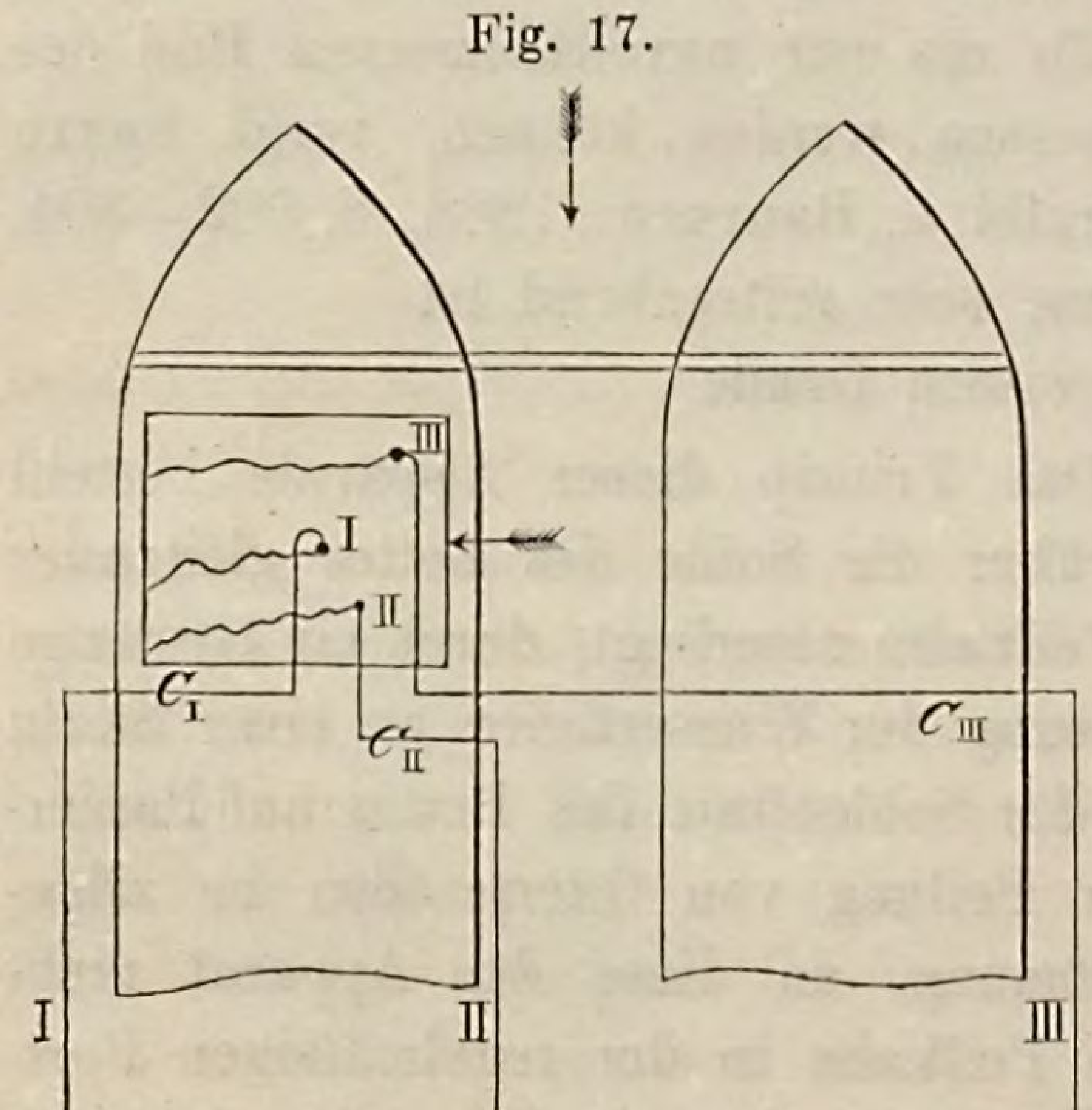
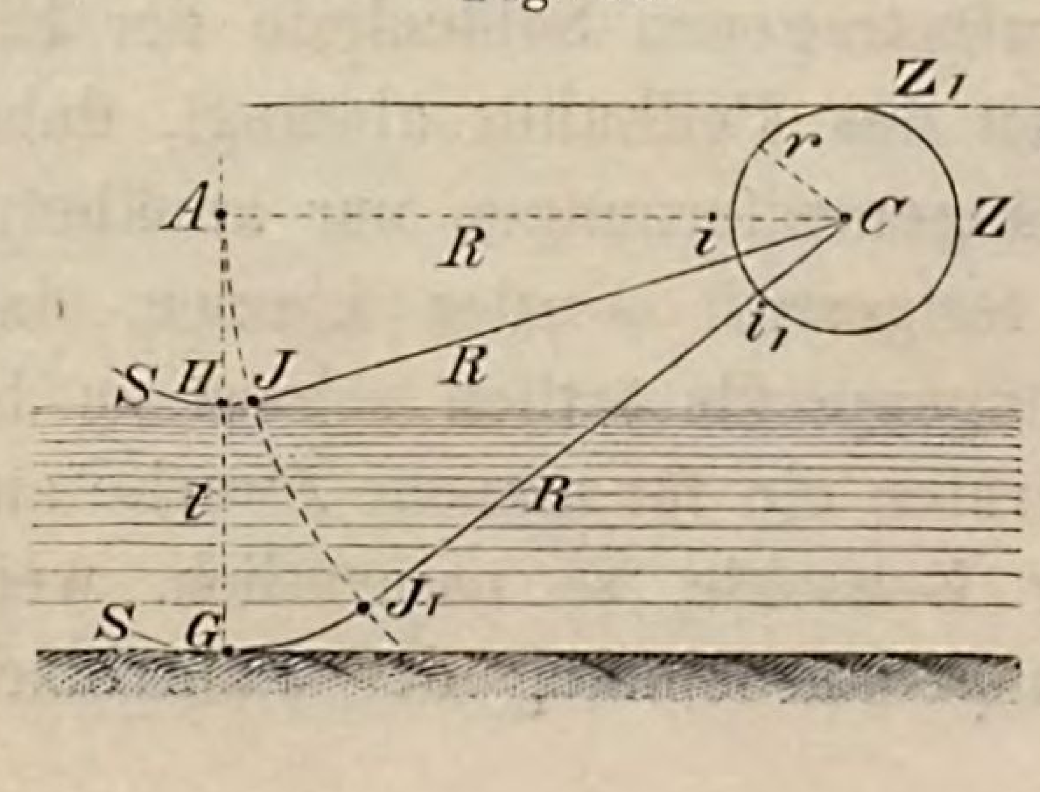


Fig. 18.



Zu denjenigen Apparaten, welche den Anforderungen, wenn auch wegen des wechselnden Längenmafsstabs nicht vollständig, so doch vergleichsweise am besten entsprechen, gehört:

5. Der Stecher'sche selbstzeichnende Peilapparat (s. Zeitschr. für Bauk. 1881, S. 403—410. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 349, ferner „Schiff" 1883, No. 180, u. 1887, S. 31), da derselbe bei einfachem Mechanismus die gleichzeitige Darstellung von drei, um eine bis zwei Schiffsbreiten voneinander abstehenden, parallelen Thalwegs-Längenprofilen ermöglicht. Es lassen sich nämlich bei Verwendung von zwei gekuppelten Schiffsgefäfsen nach Fig. 17 drei Peilstangen an drei in den Schiffen lagernde Wellen C anhängen, die nach Fig. 18 je ein Scheibenstück Z bei der Fahrt in Drehung setzen. Diese Bewegung wird durch je ein straff angespanntes Stahlband Z_1 auf je einen mit demselben verbundenen Zeichenstift übertragen, welcher sich an einem festliegenden Mafsstab, entsprechend dem Heben und Senken der Peilstangen, hin und herbewegt, und hierbei auf einem durch Uhrwerk mit gleichmäfsiger Geschwindigkeit fortgezogenen Papierstreifen die jedesmaligen Wassertiefen darstellt. Die Peilstangen sind aus Winkeleisen konstruiert und durch Holzlatten versteift. Der auf der Bettsohle schleifende Teil S ist nach einer Kreis-Evolvente gekrümmt, während der andere gerade Teil den Radius des Grundkreises dieser Evolvente, dessen

Mittelpunkt in der Wellenaxe C liegt, bildet. Jeder Radius der Kreis-Evolvente (Tangente an den Grundkreis) ist gleich der abgewickelten Bogenlänge des Grundkreises, daher $AH =$ Bogen AJ u. $AG =$ Bogen AJ_1, also auch $HG = JJ_1 = t$ (Wassertiefe.) Senkt sich die Peilstange um t, so hat der Punkt i des Stahlbandes den Weg ii_1 zurückgelegt, es verhält sich mithin, wenn r den Radius des Scheibenstücks Z bezeichnet, $ii_1 : JJ_1 = r : R$ oder, da $JJ_1 = t$ ist, $t = ii_1 \frac{R}{r}$. Um hiernach das Mafs der Tiefe t zu erhalten, bedarf es nur der Messung des Bogens ii_1 an einem Mafsstab vom Verhältnis $\frac{r}{R}$ der natürlichen Gröfse. — Bei den auf der sächsischen und preufsischen Elbe seit vielen Jahren im Gebrauch befindlichen Apparaten werden die Tiefen auf dem Papierstreifen im Mafsstabe von 1 : 50 unterhalb einer, die Lage des Wasserspiegels bezeichnenden horizontalen Linie deutlich aufgetragen. Das Auftragen der Wasserspiegellinie bewirkt ein am Nullstrich des Mafsstabes angebrachter Zeichenstift, während durch einen Metallstift die Lage von Festpunkten, Kilometersteinen u. s. w. im Zeitpunkt des Vorbeifahrens bezeichnet werden kann.

Bei Messungen in grofsen Tiefen läfst sich die Peilstange zur Verringerung ihrer Länge an eine etwa 5—6 m unter dem Wasserspiegel liegende, mit der Axe C durch Gelenkstange zu verbindende Welle aufhängen, vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 228.

Eine weitere Verbesserung derartiger Apparate könnte durch Anbringung eines Flügelrades am Peilkahn zu dem Zweck erfolgen, durch Drehung dieses Rades die Fortbewegung des Papierstreifens herbeizuführen und dadurch den Längenmafsstab lediglich von der Länge des durchfahrenen Weges abhängig, von der Schiffsgeschwindigkeit aber unabhängig zu machen. Aber auch dann wird die vom Peilkahn durchfahrene Strecke nicht genau mit der Uferlänge übereinstimmen können.

II. Hydrometrische Ermittelungen.

§ 21. Wasserstandsbeobachtungen. Bei dem häufigen Wechsel des Wasserstandes, vergl. § 9, S. 85, ist eine tägliche Beobachtung desselben erforderlich. Dieselbe erfolgt gewöhnlich, wenn kein besonders starker Wechsel stattfindet und die Beobachtungsstation nicht im Flutgebiet des Meeres liegt, um 12 Uhr mittags. Ändert sich der Wasserstand schnell (wie etwa bei Eisgängen, Gewitterregen u. s. w.), so sind täglich mehrere Beobachtungen vorzunehmen.

Wo sich ein stärkerer Flutwechsel bemerkbar macht, wird im Laufe des Tages (in den Tagesstunden) ein Hochwasser und ein Niedrigwasser unter genauer Angabe der Zeit des Eintritts beobachtet.

Die Ergebnisse der Beobachtungen werden in Tabellen monatlich nach dem Schema S. 136 zusammengestellt. Der höchste und niedrigste Monatswasserstand wird unterstrichen und aus allen Wasserständen das Mittel berechnet.

Umstehende Tabelle zeigt positive und negative Werte, da der Nullpunkt des Pegels, was bei den vorhandenen Pegeln vielfach der Fall ist, über dem niedrigsten Wasserstande liegt. Hieraus können leicht Rechnungsfehler und auch sonstige Irrtümer bei Angaben über die Wasserstände entstehen. Man sollte daher bei Feststellung des Nullpunktes neu anzulegender Pegel den Nullpunkt stets unter den bekannten niedrigsten Wasserstand legen.

In einzelnen Fällen hat man die Nullpunkte für Pegel ein und desselben Flusses übereinstimmend in die Höhe des bekannten niedrigsten Wasserstandes gelegt, um aus dem Pegelstande jederzeit die vorhandene geringste Wassertiefe entnehmen zu können. Diese Anordnung konnte sich indessen nicht bewähren, weil die Höhenlage der Flufsbettsohle in der Fahrrinne dem Wechsel unterliegt, teils infolge des Wanderns der Sinkstoffbänke, teils aber auch infolge von nachträglichen Verbesserungen und Regulierungen der Fahrrinne. Die hieraus entstehenden Hebungen und Senkungen der Flufsbettsohle führen sonach zu entsprechenden Änderungen der Wasserstände.

Wasserstände des . . . -Flusses,
beobachtet in den Mittagsstunden am Pegel zu . . .
Monat: Februar 18 . .

Datum	+ über Null	— unter Null	Bemerkungen.
1.	—	0,42	
2.	—	0,46	
3.	—	0,50	
4.	—	0,30	
5.	—	0,04	
6.	0,64	—	
7.	1,14	—	
8.	2,14	—	Abends um 7 Uhr steht das Wasser auf + 2,28 m.
9.	1,48	—	Starker Eisgang.
10.	1,08	—	Heftiger Regen und Sturm aus SW.
11.	0,80	—	
12.	0,98	—	
13.	1,06	—	
14.	1,10	—	
15.	1,20	—	
16.	1,32	—	Anhaltender Regen.
17.	1,50	—	desgl.
18.	1,54	—	
19.	1,40	—	
20.	0,98	—	
21.	0,90	—	
22.	0,80	—	
23.	0,68	—	
24.	0,46	—	
25.	0,12	—	
26.	0,22	—	
27.	0,40	—	
28.	0,44	—	
Summen	22,20	1,72	
	20,48		
Mittel	0,73	—	

Am Schlusse eines Jahres werden etwa in der nachstehend angedeuteten Weise die monatlichen Summen der Wasserstände zusammengestellt; daraus wird der mittlere Wasserstand des ganzen Jahres berechnet. Der höchste, sowie der niedrigste Wasserstand werden ebenfalls angegeben.

Zusammenstellung
der Wasserstände am Pegel zu . . .
für das Jahr 18 . .
Summen der monatlichen Wasserstände.

Monat:	Meter
Januar	31,84
Februar	20,48
März	21,43
April	17,22
Mai	18,37
Juni	17,90
Juli	26,97
August	24,15
September	23,73
Oktober	30,32
November	22,00
Dezember	37,80
Summa . .	292,71

Mittlerer Wasserstand des Jahres: 0,802 m.
Höchster Wasserstand den 21. Dezember: 4,76 m.
Niedrigster Wasserstand den 13. April: — 0,62 m.

In allen Fällen mufs die Höhe des Pegelnullpunktes durch in der Nähe befindliche Festpunkte festgelegt sein, und es empfiehlt sich, diese Höhe selbst dann beizubehalten, wenn Änderungen in Betreff der mafsgebenden Wasserstände (etwa durch Regulierungen) vorgekommen sind, da aus nachträglichen Veränderungen der Höhenlage des Pegelnullpunktes leicht Irrtümer erwachsen können.

Die Erhaltung der Festpunkte, mit welchen die Pegel verglichen werden, ist dringend notwendig. Dieserhalb sind die Festpunkte deutlich und bestimmt in Lageplan und Nivellements-Zeichnung genau zu bezeichnen. Ihre Höhe sollte immer auf 2 mm sicher sein.

Alljährlich ist mindestens einmal die Höhenlage des Pegels durch genaues Nivellement mit den zugehörigen Festpunkten zu vergleichen, wie solches z. B. in Preufsen amtlich vorgeschrieben ist. Aufserdem mufs eine solche Vergleichung geschehen, sobald eine Ergänzung oder Erneuerung des Pegels stattgefunden hat oder sonst ein Anlafs

eingetreten ist, wodurch die Stellung des Pegels möglicher Weise beeinflufst werden konnte.

Die Aufstellung der Pegel geschieht an festen Gegenständen und an einem gegen Strömung, Wellen, Eis, Schmutz u. s. w. thunlichst geschützten Orte. Hiernach empfehlen sich geschützte Flächen an Ufermauern, Brückenpfeilern, Deichen u. s. w. zur Anbringung von Pegeln.

Der Pegel wird, wenn möglich, vertikal aufgestellt, bisweilen aber auch schräg, wenn die Gegenstände, an denen derselbe angebracht ist, eine schräge Fläche darbieten, z. B. geböschte Quaimauern, Deiche u. s. w. In letzterem Falle mufs die Teilung in verzerrtem Mafsstabe — dem Böschungsverhältnis entsprechend — vorgenommen werden.

Ist das unmittelbare Ufer zur Aufstellung des Pegels nicht geeignet, so erfolgt diese in einem seitwärts anzulegenden, durch Graben oder Kanal mit dem Gewässer zu verbindenden Brunnen von so grofser Tiefe, dafs auch die niedrigsten Wasserstände zur Ablesung gelangen können. Bisweilen bedingt die Ufergestaltung auch die Anlage von zwei Pegeln, von denen der eine die niedrigen, der andere die höheren Wasserstände markiert (Sommer- bezw. Winterpegel). Bei flach ansteigendem Ufer ist normal zum Wasserbett eine Rinne anzulegen und in dieser der Pegel, in mehrere Höhenabschnitte zerlegt, zu befestigen.

Fig. 19.

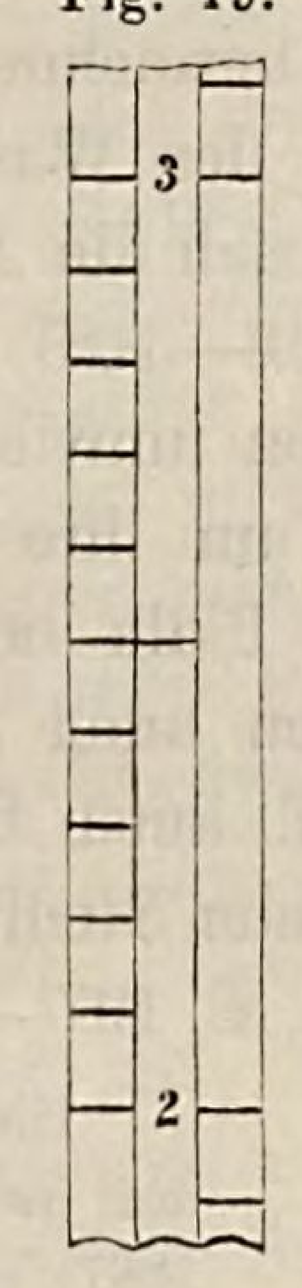


Fig. 20.

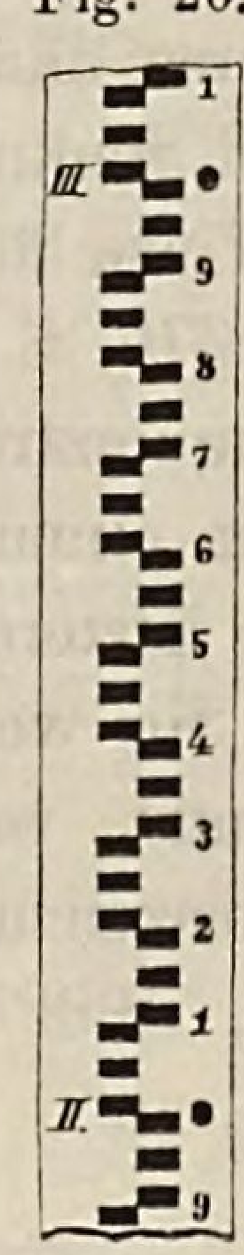


Fig. 21.

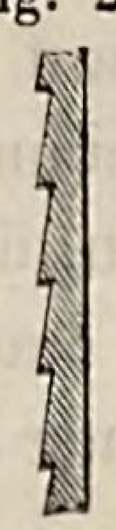


Fig. 22.



Hinsichtlich ihrer Anordnung unterscheidet man

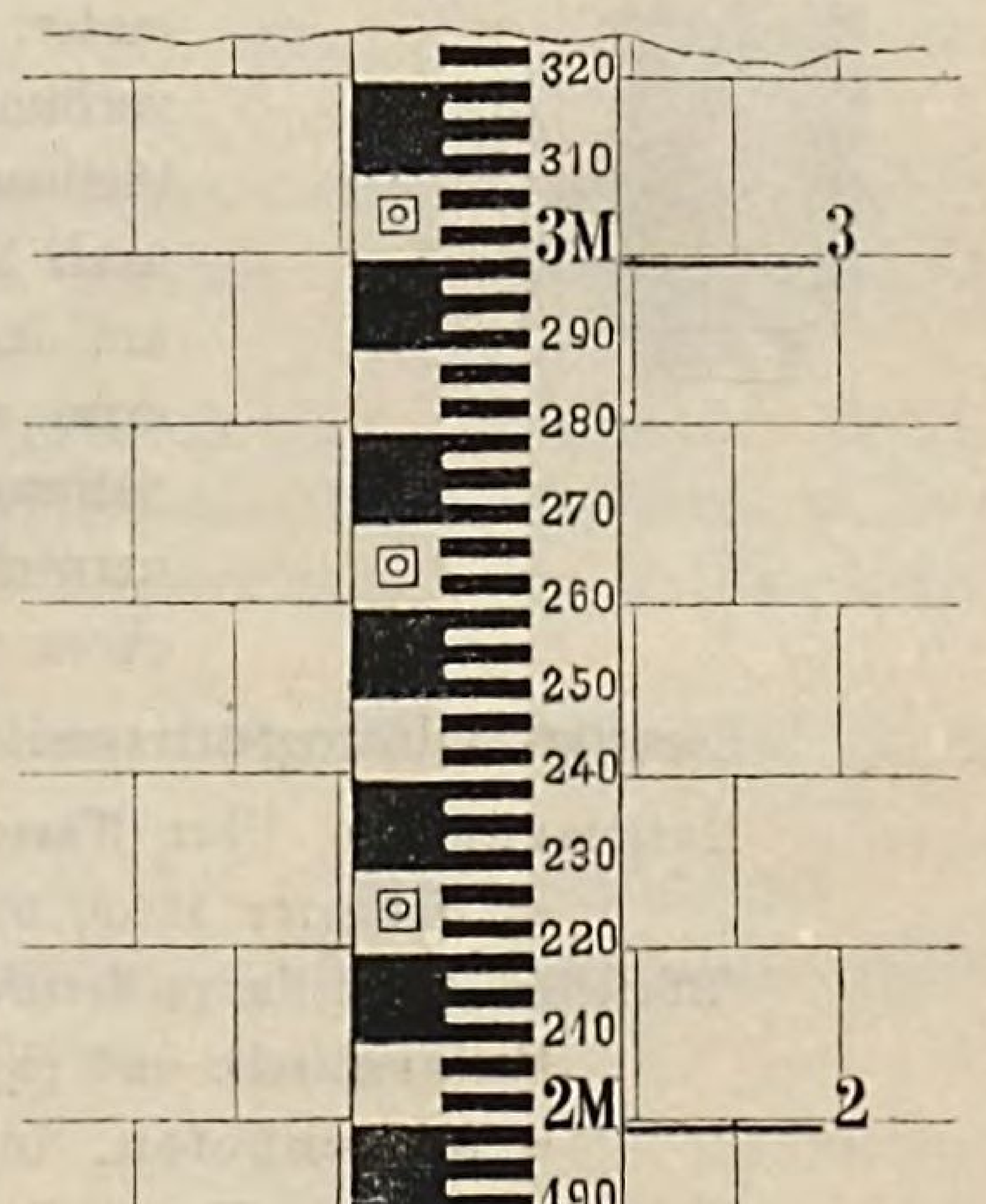
a. den einfachen Pegel. Derselbe besteht in der Regel aus einer hölzernen oder eisernen, in Centimeter eingeteilten Latte. Die Bezeichnung geschieht gewöhnlich vom Nullpunkt an aufwärts, sodafs der Pegel bei einem höheren Wasserstande eine gröfsere Zahl von Centimetern angiebt, als bei einem niedrigeren.

Die Teilung des Pegels geht bis zu einzelnen Centimetern, bisweilen auch nur bis zu je zwei Centimetern herab. Die Decimeter werden häufig durch eine stärkere Linie gekennzeichnet. Jedenfalls werden sie durch eine beigesetzte Zahl kenntlich gemacht (Fig. 19, 20). Die verschiedenen Meter werden mitunter abwechselnd rechts und links geteilt (Fig. 19). In Preufsen werden die Decimeter durch arabische, die Meter durch römische Ziffern gekennzeichnet (Fig. 20).

Die einzelnen Teilstriche werden entweder aufgemalt oder besser im Relief dargestellt (Fig. 21, 22).

Man verwendet in neuerer Zeit für die Pegel auch Porzellanlatten, auf denen die Einteilung mittels schwarzer Farbe angebracht ist. Bei ihrer glatten Fläche sind sie der Verunreinigung nicht so sehr ausgesetzt, wie die hölzernen und eisernen, lassen sich auch leicht abwaschen.

Fig. 23.



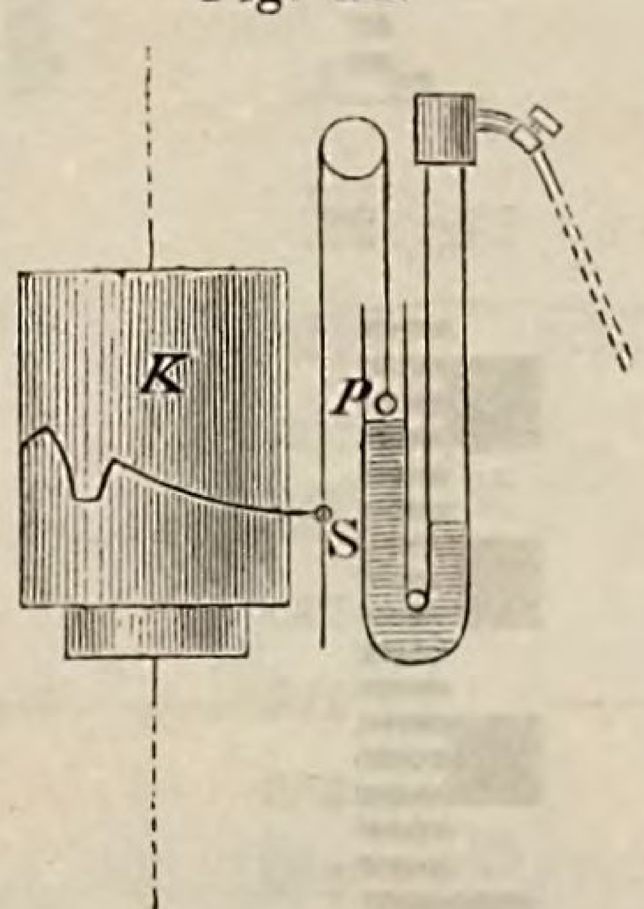
Sehr zweckmäfsig angeordnete Pegel sind in Frankreich gebräuchlich. Aus Eisen 30 cm breit hergestellt, enthalten sie die Zahlenangaben und die Einteilung schwarz auf weifsem Grunde (Fig. 23), wobei die schwarzen Teile als Relief hervortreten. Die Ein-

teilung ist nur bis zu 2 cm, die Zahlenangabe nur bis zu Decimetern durchgeführt. Die vollen Meter sind aufserdem noch durch kräftige rote Striche und Zahlen auf dem Mauerwerk, an welchem der Pegel durch Schraubenbolzen befestigt ist, deutlich bezeichnet.

Der älteste, noch erhaltene Pegel, 716 n. Chr. auf der Nilinsel Rodah aufgestellt, besteht aus einem achteckigen, 17 Ellen hohen Pfeiler mit eingegrabenen arabischen Mafsen. Die denselben umschliefsende Pegelstube, ein viereckiger geräumiger, durch Kanal mit dem Nil verbundener Raum, ist in seinen Wänden durch Nischen und Säulen geschmückt, vergl. Deutsche Bauz 1891, S. 20. Bei niedrigem Nilwasserstande beträgt die Pegelhöhe 7 Ellen, bei 15 Ellen wird die zur Bewässerung erforderliche Höhe erreicht, während Herodot für ein gutes Getreidejahr die Pegelhöhe mit 16 Ellen bezeichnet. (1 Elle = 0,5266 m.)

b. Selbstthätige Pegel mit Schwimmer. Die Verwendung eines Hohlcylinders aus Eisen- oder Kupferblech als Schwimmer in einem mit Kanal verbundenen Brunnenschacht gestattet ein bequemeres Ablesen des Wasserstandes und die selbstthätige Aufzeichnung der Wasserstandskurve. Der Schwimmer trägt entweder eine leichte Stange, die in einem Gehäuse lotrecht geführt, durch einen oben angebrachten Zeiger den Wasserstand an einer Skala bezeichnet, oder ist mit einer leichten Kette verbunden, welche die Hebung und Senkung des Wasserstandes auf eine Walze oder ein Räderwerk überträgt. Auf diese Weise läfst sich die Ablesung am Zifferblatt der sog. Pegeluhr (vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 314—318) bewirken; es läfst sich aber durch einen Zeichenstift auf einer mit Papierstreifen umwickelten Trommel, welche ein Uhrwerk in 24 Stunden oder in 7 Tagen einmal um ihre Axe dreht, auch die Linie der Wasserstandskurve darstellen. In letzterem Falle nennt man die Pegel selbstregistrierende oder Limnigraphen. Sie werden auch zur Selbstbezeichnung der gröfsten und kleinsten Wasserstände benutzt, vergl. auch Bücking. Deutsche Bauz. 1886, S. 199—200, und van Sluys. Selbstzeichnender Niedrigst- und Höchst-Wasserstandspegel. Tijdschr. v. h. koninkl. inst. v. ing. 1888/89, S. 197—199.

Fig. 24.



Eine neue Art von Wasserstandsmessern erläutert Ritter in den Annal. des ponts et chaussées 1886, II. S. 706—724; vergl. auch Deutsche Bauz. 1887, S. 250. Sein Wasserstandsmesser besteht aus einem unter Wasser aufgehängten, mit etwa 1 cbm Luft gefüllten Hohlgefäfs und einem Manometer, welches mit jenem durch ein in Fig. 24 gestrichelt angedeutetes Rohr verbunden ist. Durch eine kleine Öffnung des in bestimmter Tiefenlage verbleibenden Hohlgefäfses dringt das Wasser ein, sodafs die eingeschlossene Luft nach Mafsgabe der vom jedesmaligen Wasserstande abhängigen Wassersäule auf das Manometer wirkt. Ein auf dem Quecksilber des offenen Manometerarms schwimmender Glasballon P überträgt durch Rolle und Schnur die Schwankungen des Wasserstandes mittels der Feder S auf den mit Papierband umwickelten, in 8 Tagen eine Umdrehung vollziehenden Cylinder K, auf welchem sonach die Wasserstandskurve selbstthätig aufgezeichnet wird.

Sonstige selbstregistrierende Pegel sind beschrieben in:

Dahlmann, J. Über Wasserstands- und meteorologische Beobachtungen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1856, S. 27.

Offizieller Ausstellungs-Bericht, herausgegeben durch die General-Direktion der Weltausstellung 1873. Mathematische und physikalische Instrumente. Bericht von Lippich, Tinter, Ditscheiner, v. Waltenhofen, Schönberger. Wien 1874, S. 79.

Berg. Selbstregistrierende Pegeluhr an dem Haupt-Weser-Pegel zu Bremen. Zeitschr. f. Bauw. 1870, S. 313.

Dollinger. Pegelgehäuse in Friedrichshafen am Bodensee. Deutsche Bauz. 1870, S. 146.

Seibt. Selbstzeichnender Pegel. Zeitschr. f. Instrum. 1887, S. 7—14.

Wingen. Selbstthätige Vorrichtung zur Aufzeichnung von Pegelständen. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 492.

Am vollständigsten ist der selbstthätige Universalpegel zu Swinemünde von Seibt, vergl. Zeitschr. für Instrumentenk. 1891, Heft 16 und Seibt. Der selbstthätige Universalpegel in Swinemünde, System Seibt-Fuefs. Berlin 1891.

Auch das XVI. Kapitel dieses Handbuchs, welches die Eigenschaften des Meeres behandelt, ist hierüber zu vergleichen, da selbstregistrierende Pegel besonders im Ebbe- und Flutgebiet Anwendung finden. Derlei Vorrichtungen heifsen dort wohl auch Marégraphen.

Da durch selbstregistrierende Pegel in der Regel Wasserstandsbeobachtungen nicht ganz überflüssig werden, weil sich die Einsenkung der Schwimmer mitunter ändert und auch sonstige Unordnungen im Apparat u. s. w. vorkommen können, stellt man neben dem selbstregistrierenden Pegel meist noch einen festen Pegel auf und vergleicht beide in jedem Monat mindestens einmal.

Über elektrische Wasserstandsanzeiger, welche die Wasserstände nach entfernten Orten hin melden, vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 150.

§ 22. Geschwindigkeitsmessungen. Zur Ermittelung der Geschwindigkeit, mit der sich das Wasser in Wasserläufen bewegt, werden verschiedenartig konstruierte Apparate, Geschwindigkeitsmesser, Hydrometer oder Fluviometer genannt, verwendet, welche teils das Messen von durchschnittlichen Geschwindigkeiten in einer Strecke des Thalwegs, vorzugsweise aber das Messen der in beliebigen Punkten des Querprofils vorhandenen Geschwindigkeiten ermöglichen. Die Ergebnisse dieser Messungen dienen zur Ermittelung der Wassermenge fliefsender Gewässer und bilden auch die Grundlage der Experimentaltheorie für Ableitung der Gesetze über die Bewegung des Wassers. Zu beiden Zwecken sind diejenigen Apparate, welche nur die Messung durchschnittlicher Geschwindigkeiten einer Flufsstrecke gestatten, weniger geeignet, weil sie zu Ergebnissen führen, die sich in der Regel nur auf Geschwindigkeiten im Thalweg, nicht aber auf diejenigen aufserhalb desselben beziehen. Sollen genaue Geschwindigkeitsmessungen angestellt werden, so sind Apparate erforderlich, welche sich in beliebigen Punkten des Querprofils anbringen und zur Beobachtung der daselbst vorhandenen Geschwindigkeiten verwenden lassen. Geschwindigkeitsmessungen müssen in Querprofilen von Flufsstrecken erfolgen, in denen das Flufsbett eine annähernd regelmäfsige Gestaltung besitzt. Man wählt daher, soweit als thunlich, für die Versuche gerade Flufsstrecken aus und legt die Richtung der Querprofile, namentlich wenn diese wiederholt zu Messungen dienen sollen, durch Festpunkte auf beiden Ufern derartig fest, dafs sie normal zur Strömung liegen.

Als ältere und jetzt nicht mehr benutzte Apparate mögen namhaft gemacht werden:

Der Stromquadrant, welchen Eytelwein, Gerstner u. a. verwendeten; Beschreibungen findet man in älteren Lehrbüchern des Wasserbaues.

Das Schaufelrad, ein möglich leichtes Rad, dessen untere Schaufeln unter Wasser getaucht werden. Dasselbe wird bereits in Leupold. Theatrum machinarum generale (Leipzig 1724) erwähnt; vergl. auch Dubuat. Principes d'hydraulique II, § 441.

Die hydraulische Schnellwage wird ebenfalls von Leupold (S. 150) beschrieben. Desgl. von Michelotti (Sperimenti idraulici principalemente diretti a confermare la Teoria, e facilitare la Pratica del misurare le acque correnti. Vol. II. Turin 1771, S. 116), sowie von Eytelwein. Handbuch der Mechanik fester Körper und der Hydraulik (Berlin 1801), S. 461.

Der Wasserhebel von Lorgna, vergl. Memoire intorno all' acque correnti (Verona 1777), S. 7, und Eytelwein S 461.

Die Wasserfahne von Ximenes, vergl. S. 289 des genannten Eytelwein'schen Buches.

Das Tachometer von Brünings, in demselben Buche S. 463, und in Roffiaen. Constructions hydrauliques. 1. partie. Hydraulique (Bruxelles 1861), S. 288 beschrieben.

Das Rheometer von Poletti, vergl. Polyt. Journ. Bd. 20.

Die zur Zeit gebräuchlichen Geschwindigkeitsmesser lassen sich, je nachdem sie die durchschnittliche Geschwindigkeit des Wassers entweder in einer Wasserlaufstrecke oder nur in beliebigen Punkten und Vertikalen desselben messen, in zwei Gruppen einteilen. Zur ersten Gruppe gehören die Schwimmer, zur zweiten die hydrometrischen Röhren, die hydrometrischen Flügel und die statischen Strommesser; bei letzteren wird der auf Flächen wirkende Wasserdruck direkt gemessen.

1. Apparate zum Messen der durchschnittlichen Geschwindigkeit in Wasserlaufstrecken.

Schwimmer.

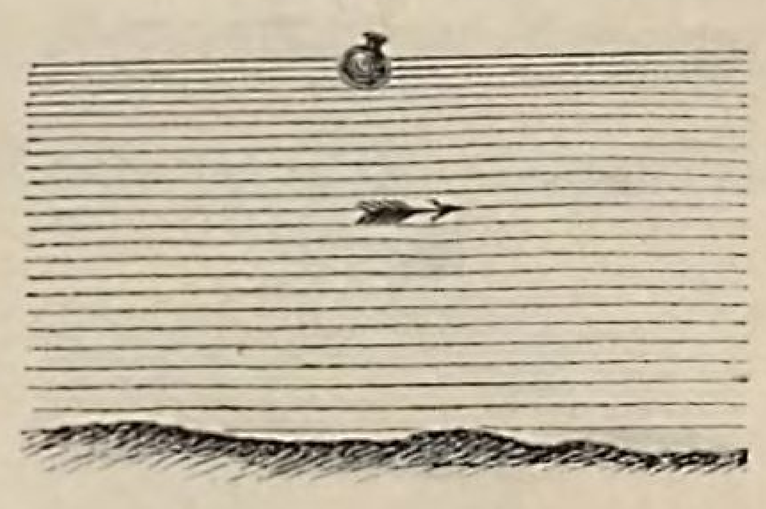
Man unterscheidet Oberflächen-, Tiefen- und Stabschwimmer. Die beiden ersteren bewegen sich schwimmend in der obersten bezw. in einer beliebig tief unter der Oberfläche belegenen Wasserschicht annähernd mit der in der durchlaufenen Strecke vorhandenen Durchschnittsgeschwindigkeit, während die Stabschwimmer von der Oberfläche bis nahe zur Sohle des Wasserlaufs reichend, nahezu der Bewegung des Wassers in der durchlaufenen Vertikalebene folgen, daher die Durchschnittsgeschwindigkeit in dieser erkennen lassen. Ist die Länge der Strecke innerhalb zweier auf dem Ufer rechtwinklig zum Wasserlauf abgesteckten Querprofile $= l$ Meter und die zum Durchlaufen dieser Länge erforderliche Zeit $= t$ Sekunden, so ist die durchschnittliche Geschwindigkeit in Meter

$$v = \frac{l}{t} - k, \qquad 15.$$

wenn k die zu überwindenden Widerstände bezeichnet. Die letzteren wurden bisher meist ganz vernachlässigt, trotzdem die Fortbewegung des Schwimmers einen Teil der lebendigen Kraft des Wassers verzehrt, und auch das Gewicht des Schwimmers von Einflufs ist. Im allgemeinen nimmt der Wert von k, nach den allerdings nicht häufig angestellten Versuchen, mit der Tiefe und Geschwindigkeit zu, da mit diesen die Unregelmäfsigkeiten wachsen. Zu letzteren zählen insbesondere die in fliefsendem Wasser beim Zusammentreffen verschiedener Strömungen entstehenden Wirbel, welche die Lage der Schwimmer verändern und diese zum Kanten und Drehen veranlassen, sowie auch die unregelmäfsige Wasserbewegung in der Nähe der Sohle und die ungleichmäfsige Gestaltung der letzteren. Am wenigsten unterliegen die Oberflächenschwimmer diesen Einflüssen, es tritt aber für diese ein besonderes Hindernis dadurch ein, dafs sie, wenn auch nur wenig, über der Oberfläche hervortretend auch den Widerstand der Luft zu überwinden haben. Dieser Widerstand macht sich auch beim Tiefenschwimmer, insofern dieser durch eine Schnur mit einem Oberflächenschwimmer verbunden ist, geltend. Da nun der letztere und die Schnur das Mafs der Fortbewegung des Tiefenschwimmers beeinflussen, sind die mit diesem erzielten Geschwindigkeitsmessungen nur annähernd mit der Wirklichkeit in Übereinstimmung. Am wenigsten zutreffend mögen die Messungen mit Stabschwimmern sein, weil diese den Störungen in allen Wasserschichten von nahe der Sohle bis zur Oberfläche und auch in der darüber gelagerten Luftschicht unterliegen, daher ihre Lage häufig ändern und mehr oder weniger hin- und herschwanken, anderseits aber auch als gröfsere feste Körper, ähnlich wie tiefgehende Schiffe, wenigstens zeitweise eine schnellere Bewegung erhalten, als das Wasser. Endlich leiden sämtliche Messungen mit Schwimmern noch an dem Übelstande, dafs die Länge des durchlaufenen Weges nicht genau ermittelt werden kann, weil der Schwimmer der gröfsten Strömung im Thalweg folgt und sich demgemäfs nicht geradlinig, sondern in Schlangenlinien fortbewegt. Noch unsicherer werden die Messungen, wenn sie aufserhalb des Thalwegs angestellt werden, indem dann die dort vorhandenen Schwimmer der Seitenströmung von dem Ufer nach dem Thalweg folgen und diesen bald früher, bald später erreichen. Nur bei sehr regelmäfsigen Wasserlaufstrecken gelingen Versuche mit Schwimmern aufserhalb des Thalwegs einigermafsen. Aus allen diesen Gründen führen Messungen mit Schwimmern nur zu annähernd richtigen Ergebnissen und finden dieserhalb auch nur dann Anwendung, wenn es sich um überschlägliche Ermittelung der Wassermenge oder um Wasserläufe handelt, in denen andere Mefsapparate ungeeignet sind.

α. Oberflächenschwimmer. Als solcher kann jeder Gegenstand, der spezifisch leichter ist, als Wasser, verwendet werden. Gebräuchlich sind regelmäfsige Holzstücke, Würfel oder Holzscheiben mit Fähnchen, Glas- oder Blechflaschen, am zweckmäfsigsten jedoch sind Schwimmkugeln. Dies sind blecherne Kugeln von 10 bis 30 cm Durchmesser (Fig. 25), die mit einem Halse versehen und derartig mit Wasser angefüllt sind, dafs sie beim Schwimmen nur wenig über dem Wasserspiegel hervorragen. Zur Erleichterung der Beobachtung versieht man die Kugel auch noch mit einem Fähnchen oder sonst einem Zeichen.

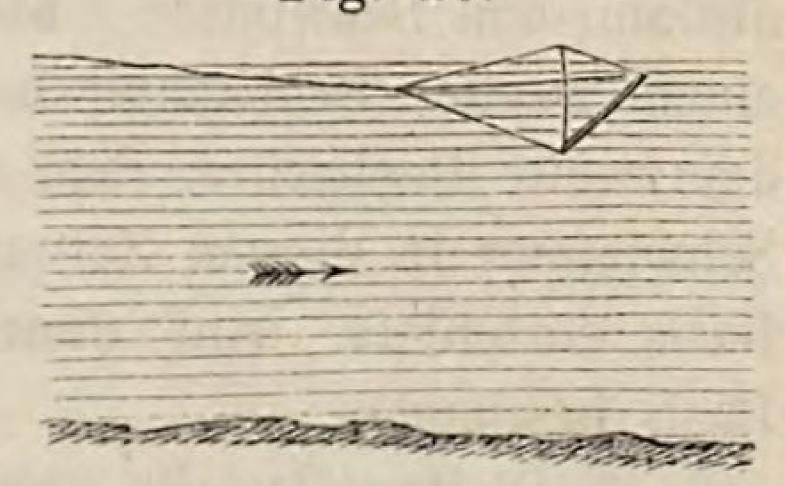
Fig. 25.



Die Beobachtung von Zeit und Weg geschieht am einfachsten in folgender Weise. Man steckt in einer geraden Wasserlaufstrecke zwei Querprofile in solcher Entfernung voneinander ab, dafs der Schwimmer etwa 2 bis 3 Minuten braucht, um von einem Profile zum anderen zu gelangen. Der Schwimmer wird alsdann etwa 10 m oberhalb des oberen Profils in das Wasser gebracht und es wird entweder, wenn die Strömung nicht stark ist und man vom oberen Profil nach dem unteren noch zeitig genug gelangen kann, von einer und derselben Person mittels einer Sekundenuhr die Zeit beobachtet, wann der Schwimmer jedes der beiden Profile passiert, oder diese Beobachtung geschieht durch zwei an den betreffenden Profilen aufgestellte Personen, welche mit gleichgestellten Sekundenuhren versehen sind.

Zu den Oberflächenschwimmern gehört auch das einfache Log, ein dreieckiges Brettchen von etwa 25 bis 30 cm Seitenlänge, von dessen drei Spitzen kurze Schnüre (Fig. 26) ausgehen, die in einiger Entfernung vom Brettchen vereinigt und mit einer längeren Leine, welche durch Bänder oder Knoten eine Längeneinteilung erhält, verbunden sind. Wirft man zum Zwecke der Geschwindigkeitsmessung das Log in den Strom, so wird das Brettchen bald die in der Figur angedeutete Stellung einnehmen. Man beobachtet die Uhr und berechnet aus der Zeit und der Länge der abgewickelten Leine die Geschwindigkeit.

Fig. 26.



Soll eine Messung vorgenommen werden, so wird das Brettchen in das Wasser geworfen und sobald die Leine auszulaufen anfängt, der erste Knoten (das erste Band) festgehalten, bis die Zeitbeobachtung gehörig vorbereitet ist. In dem Augenblicke, als man die Sekundenablesung vornimmt, läfst man die Leine los, läfst das Log etwa 30 bis 60 Sekunden schwimmen und hält nach Ablauf dieser Zeit die Leine wieder an.

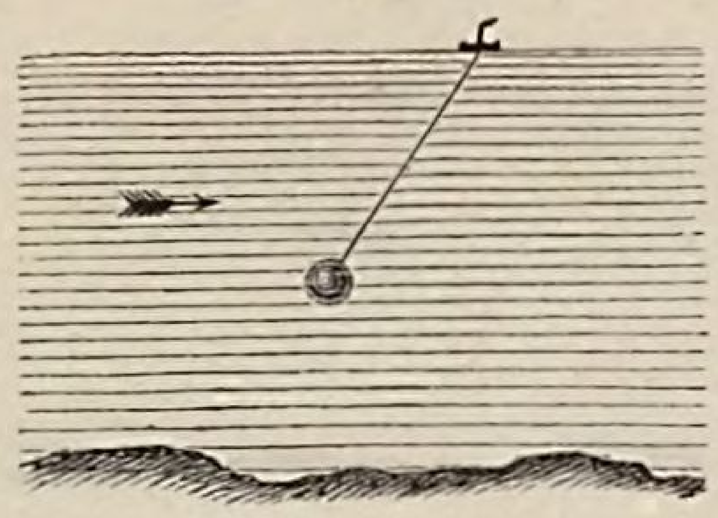
Um das Zurückziehen des Logs zu erleichtern, sind nur zwei Schnüre an das Brettchen festgeknüpft, während die dritte in einem Spalt festgeklemmt ist. Sobald die Leine plötzlich scharf angezogen wird, löst sich diese dritte Verbindung, das Log schwimmt flach auf dem Wasser und kann dann leicht zurückgezogen werden.

Diese Methode der Geschwindigkeitsmessung ist insofern wenig zuverlässig, als die Längenmessung mittels der sich abwickelnden Leine eine ungenaue ist und als das Brettchen an der letzteren einen nicht unbedeutenden Widerstand erfährt. Für hohe Wasserstände kann das Log, welches man alsdann von einer Brücke u. s. w. auswirft, unter Umständen empfohlen werden.

β. Tiefenschwimmer. Der Tiefenschwimmer besteht im wesentlichen aus einem hohlen Körper, welcher so belastet wird, dafs er in jene Tiefe einsinkt, in der die Geschwindigkeitsmessung vorgenommen werden soll. Mit demselben ist durch feine Leine

oder Draht ein Oberflächenschwimmer verbunden (Fig. 27). Man beobachtet Zeit und Weg für den Oberflächenschwimmer und betrachtet die gewonnenen Beobachtungsresultate als Weg und Zeit des in der Tiefe sich bewegenden Schwimmers.

Fig. 27.



Meist ist der Tiefenschwimmer eine hohle Blechkugel oder ein hohler Holzcylinder (von etwa 10 cm Durchmesser und 30 cm Länge); man hat indessen auch sogenannte Klotzschwimmer zur Anwendung gebracht. Dies sind würfelförmige Holzklötze von etwa 20 cm Seitenlänge, welche durch Steine beschwert werden.

In ausgedehnter Weise wurden Tiefenschwimmer für die Geschwindigkeitsmessungen bei den hydrometrischen Arbeiten von Humphreys und Abbot am Mississippi verwendet.

Der eigentliche Schwimmer bestand aus einem kleinen Fäſschen von 38 cm Höhe und 25 cm Durchmesser, welches so beschwert war, daſs es mit geringem Übergewicht herabsank. Derselbe wurde getragen von einer Korkscheibe von 20 cm im Quadrat und $7^1/_2$ cm Dicke, die etwa zur halben Höhe in das Wasser eintauchte. Die Verbindungsleine war so lang, daſs das Fäſschen jedesmal in der Tiefe schwebte, in welcher man die Geschwindigkeit messen wollte.

Die Geschwindigkeitsmessungen wurden in der Weise ausgeführt, daſs am Ufer die Richtungslinien von zwei Querprofilen in etwa 60 m (200 engl. Fuſs) Abstand abgesteckt wurden; die Durchgänge der Schwimmer durch die betreffenden Profile wurden mittels Fernrohren an Theodoliten beobachtet.

Der beschriebene Schwimmer wurde von einem vor Anker liegenden Boote oberhalb der ersten Richtungslinie in das Wasser gelegt, sodaſs er vor dem Beginn der Messung schon die Geschwindigkeit des umgebenden Wassers annehmen konnte. Mit dem ersten bereits vorher eingestellten Fernrohre wurde die Zeit des Durchganges durch die erste Richtungslinie beobachtet und derselbe Beobachter verfolgte alsdann den Schwimmer, bis dieser die zweite Linie passierte. Der Durchgang durch diese wurde von einem zweiten Beobachter in gleicher Weise beobachtet, auch bezeichnete diesen Zeitpunkt des Durchgangs der zweite Beobachter dem ersten durch Zuruf. Der letztere maſs alsdann den Horizontalwinkel, den der Schwimmer in diesem Zeitpunkte mit der auf dem Ufer rechtwinklig zu den Richtungslinien abgesteckten Basis einschloſs. Auf diese Weise lieſs sich die Entfernung des Schwimmers vom Ufer oder von der Basis bestimmen.

Weitere Details über diese Messungen sind in dem in § 26 unter 3. genannten Werke von Humphreys und Abbot (S. 230), ferner in der in § 29 unter 2. erwähnten Grebenau'schen Bearbeitung (S. 56), weiteres in Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 63 und in Allg. Bauz. 1870, S. 17 zu finden.

Auch die Messungen Gordon's am Irawaddi[77]) (vom 1. August 1872 bis 1. September 1873) wurden mittels Tiefenschwimmer ausgeführt. Dieselben bestanden aus einer an der Oberfläche schwimmenden, 25 mm starken Scheibe von leichtem Holz mit 152 mm Durchmesser und einem mittels einer feinen Schnur in verschiedenen Tiefen darunter befestigten, 305 mm langen, 152 mm starken, am unteren Ende derartig belasteten Holzcylinder, daſs die Scheibe nur noch 6 mm über den Wasserspiegel hervorragte. Die Verbindungsschnur war 1,6 mm stark und gefirniſst.

In Holland verwendet man jetzt häufig die sog. Kragenhoff'schen Schwimmer (vergl. Deutsche Bauz. 1887, S. 358 u. Verhandl. d. Königl. Instit. der Ing. des Waterstaat vom 16. April 1876), welche 5 cm Durchmesser haben und unten mit einem Blechbehälter zur Aufnahme von Bleiplatten versehen sind.

Unter denjenigen Geschwindigkeitsmessungen, bei denen Vergleiche zwischen Tiefenschwimmern und hydrometrischen Flügeln angestellt wurden, sind hervorzuheben diejenigen im Connecticut, Tiber und Irawaddi (vergl. Annal. des ponts et chaussées 1884, I. S. 554—591 u. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 499—501 u. 513—514). Hierbei wurde mit beiden genannten Apparaten das Verhältnis

$$\frac{v_z}{v_m} \text{ d. i. } \frac{\text{gröſste Geschwindigkeit in der Tiefe } t_z}{\text{mittlere Geschwindigkeit}}$$

[77]) Vergl. Gordon. On the theory of the flow of water in open channels. Rangoon 1875.

in der Vertikalen ermittelt. Die gefundenen Werte schwankten

für Flügel zwischen 1,140 u. 1,203 m,
für Tiefenschwimmer zwischen 1,143 u. 1,021 m.

Sie nahmen regelmäfsig ab mit der Zunahme von v_z und $S = \frac{s_1 + s_2}{s}$, wenn mit s die Fläche des Oberflächen-, mit s_1 die des Tiefenschwimmers und mit s_2 die der verbindenden Schnur bezeichnet werden. Für die mittlere Geschwindigkeit $v_m = c\sqrt{RJ}$ ergab sich in der Mitte des Irawaddi bei Annahme eines gleichwertigen Koefficienten c

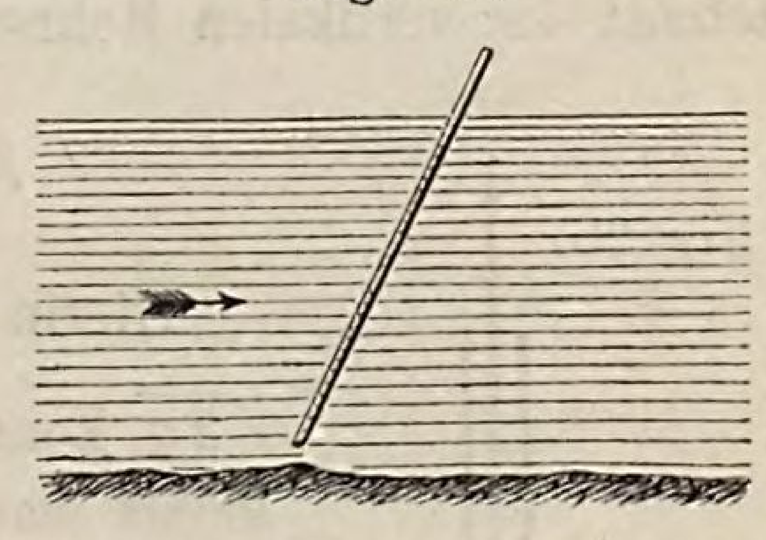
für Messungen mit dem Flügel $v_m = 0{,}83\ v_z$ oder $\frac{v_z}{v_m} = 1{,}205$ m

„ „ „ Tiefenschwimmern $v_m = 0{,}97\ v_z$ „ $\frac{v_z}{v_m} = 1{,}031$ „ ,

sodafs für letztere ein anderer Wert von c zu verwenden ist, wenn Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Flügelmessungen erreicht werden soll.

γ. **Stabschwimmer.** Der **Schwimmstab**, auch **hydrometrischer Stab** oder nach seinem Erfinder **Cabeo'scher Stab** genannt, besteht aus einer Blechröhre (Fig. 28), die man durch Füllung mit Schrot so tief herabsenkt, dafs sie annähernd die Sohle, ohne dieselbe zu berühren, erreicht und oben nur wenig über dem Wasserspiegel hervorragt. Es ist demnach die Länge des Stabs nach der jedesmaligen geringsten Tiefe in der zu durchschwimmenden Bahn zu bemessen. Das oben rascher fliefsende Wasser stöfst den Stab stärker fort, als das untere langsamer fliefsende. Deshalb nimmt der Stab eine geneigte Stellung ein und bewegt sich annähernd mit der durchschnittlichen Geschwindigkeit dieser Flufsstrecke.

Fig. 28.



Die Geschwindigkeitsmessung geschieht bei diesem Apparate ebenso, wie beim Tiefen- und Oberflächenschwimmer. Indessen fällt die Messung stets ungenau aus. Denn es ist erstens genau genommen nicht richtig, dafs ein unten beschwerter, nahezu vertikal im Wasser schwimmender Stab die mittlere Geschwindigkeit aller Wasserfäden bis zur Tiefe der Eintauchung angiebt, zweitens kann der Stab nicht bis zur Flufssohle reichen, wo gerade die stärkste Verzögerung der Geschwindigkeit stattfindet, bleibt auch bei unregelmäfsiger Flufsbettgestaltung vielfach nicht unerheblich von der Bettsohle entfernt, und drittens ist die Beschaffenheit des Stabes nicht ohne Einflufs, wenigstens bei Messungen in gröfseren Tiefen.

Man vergleiche über Geschwindigkeitsmessungen mit dem Schwimmstabe:

Bornemann, K. R. Auszug aus: Francis, J. B. Lowell hydraulic experiments (Boston 1855). Civiling. 1856, S. 173.

Grebenau, H. Die internationale Rheinstrom-Messung bei Basel, vorgenommen am 6. bis 12. November 1867. München 1873, S. 48.

Zur Klärung der Theorie der Stabschwimmer tragen die Ausführungen von Legler, Fliegner, Amsler-Laffon, Trautweiler, Glauser in der Schweizer. Bauz. 1888, S. 70, 83, 92, 103 u. 152 bei, welche den Zweck verfolgen, das gegenseitige Genauigkeitsverhältnis der Flügel- und Stabschwimmermessungen festzustellen.

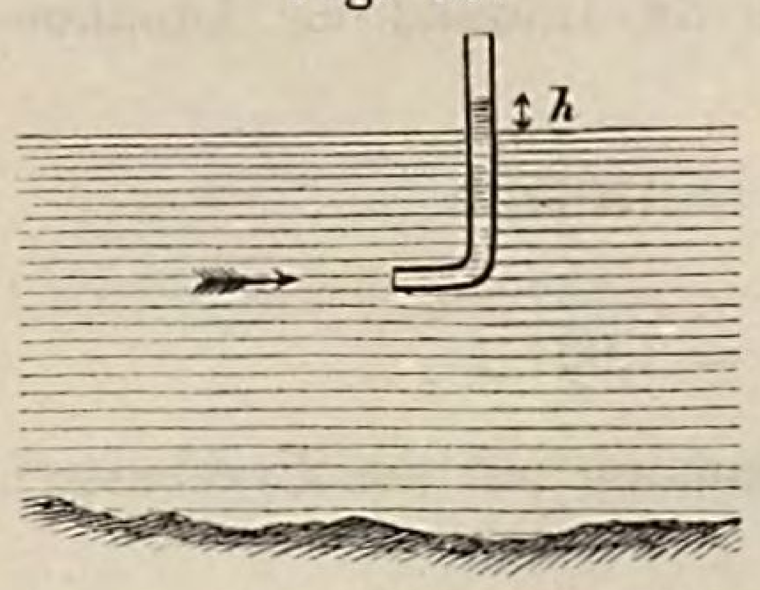
Zu erwähnen wäre an dieser Stelle auch das von Hirn an kleinen Kanälen angewandte Verfahren. Er benutzte leichte überzogene Rahmen, deren Ebene normal zur Stromrinne stand und welche nahezu das ganze Querprofil ausfüllten. Hierdurch erhielt er annähernd die mittlere Profilgeschwindigkeit.

2. Apparate zum Messen der Geschwindigkeit in beliebigen Punkten und Vertikalen der Wasserläufe.

a. Hydrometrische Röhren.

α. Die Pitot'sche Röhre — 1732 von ihrem Erfinder der Pariser Akademie der Wissenschaften vorgelegt — ist in ihrer einfachsten Gestalt ein rechtwinklig gebogenes, an beiden Schenkeln offenes Rohr (Fig. 29). Taucht man dasselbe auf eine beliebige Tiefe in das Wasser derart, dafs der horizontale Rohrschenkel gegen die Strömung gerichtet ist, so steigt das Wasser im vertikalen Rohrschenkel so lange, bis die Wasserhöhe h dem Stofse des Wassers das Gleichgewicht hält. Aus der gemessenen Höhe h läfst sich die Wassergeschwindigkeit v_x berechnen.

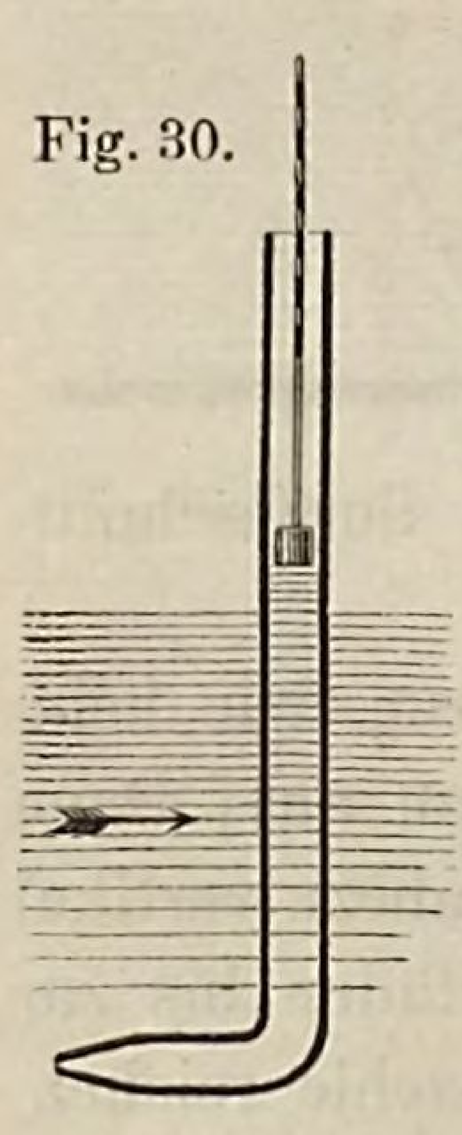
Fig. 29.



Ist f_1 der Querschnitt der Einflufsöffnung (am horizontalen Schenkel), γ das Gewicht einer Kubikeinheit Wasser und g die Beschleunigung der Schwere, so ist der vom Wasser ausgeübte Stofs $f_1 \frac{v_x^2}{2g} \gamma$. Das Gewicht der Wassersäule, welches diesem Stofs das Gleichgewicht hält, ist $f_2 h \gamma$, wenn f_2 den Querschnitt des vertikalen Rohrschenkels bezeichnet. Sonach ist

$$f_1 \frac{v_x^2}{2g} \gamma = f_2 h \gamma, \text{ oder } v_x = \sqrt{2gh \frac{f_2}{f_1}}, \quad \ldots \quad 16.$$

Fig. 30.



Hierin ist $\sqrt{\frac{f_2}{f_1}}$ ein für jedes Instrument bekannter Koefficient. Aufserdem ist auch $\sqrt{2g}$ konstant und schliefslich mufs noch ein Erfahrungskoefficient hinzugefügt werden, sodafs man einfach

$$v_x = \mu \sqrt{h} \quad \ldots \quad 17.$$

setzen kann. Der Koefficient μ mufs für jeden Apparat durch vergleichende Messungen derselben Geschwindigkeit mit verschiedenen Instrumenten bestimmt werden.

Die Handhabung der Pitot'schen Röhre ist allerdings eine sehr einfache; allein die damit erzielten Resultate sind ziemlich ungenau. Abgesehen davon, dafs die Kapillar-Attraktion des Rohres sich geltend macht, ist infolge der Schwankungen des Wassers im Rohre das Ablesen des Wasserstandes im vertikalen Rohrschenkel schwierig und ungenau — um so weniger genau, je kleiner die Geschwindigkeit ist. Duchemin[78]) gab deshalb diesem Apparate die etwas abgeänderte, aus Fig. 30 ersichtliche Gestaltung. Pitot selbst brachte später an seiner Röhre gleichfalls Abänderungen und Verbesserungen an. Ebenso beschreibt Boileau in seinem „*Traité de la mesure des eaux courantes* (Paris 1854, S. 274)" eine verbesserte Pitot'sche Röhre. Von nicht geringem Interesse sind Reichenbach's Verbesserungen an diesem Apparate.[79])

Indessen behielt die Pitot'sche Röhre in allen diesen Formen viele Unvollkommenheiten. Erst Darcy gab derselben für die von ihm und Bazin ausgeführten Messungen eine Einrichtung, welche sie für hydrometrische Untersuchungen geeignet macht.

Ein leicht herstellbares Hydrometer und eine neue Methode zur Messung der Geschwindigkeit des Wassers, wobei das Prinzip der Pitot'schen Röhre gleichfalls in Anwendung kommt, ist von v. Wagner angegeben worden. Näheres zu finden in: Deutsche Bauz. 1873, S. 100 und von v. Wagner. Hydrologische Untersuchungen. Braunschweig 1880.

β. Darcy'sche Röhre. Die von Darcy angegebene Einrichtung schliefst sich an die Pitot und Reichenbach angebrachten Verbesserungen an.

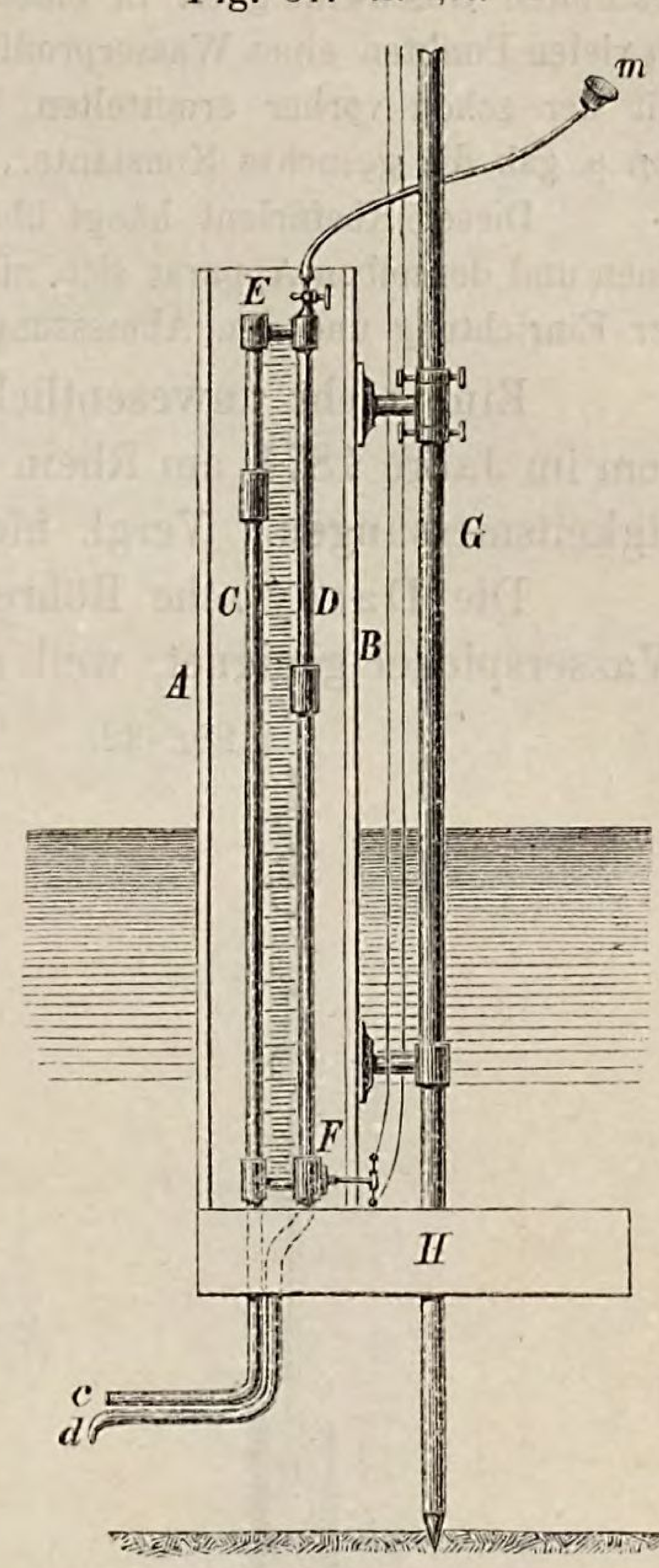
Die beiden Glasrohre C und D (Fig. 31) sind in einer Eichenholztafel $A B$ eingelassen, und die unteren Enden sind in ein kupfernes Verbindungsstück eingekittet.

[78]) Recherches expérimentales sur les lois de la résistance des fluides.

[79]) Vergl. Bauernfeind, C. M. Elemente der Vermessungskunde. 5. Auflage. München 1876, I. Bd. S. 449. — Engelbreit, K. Die Instrumente der höheren und niederen Geodäsie und Hydrometrie. Nürnberg 1862, S. 79. — Bornemann, K. R. Hydrometrie. Freiberg 1849. — Weisbach, J. Über die Pitot'sche Röhre. Polyt. Centralbl. 1847, S. 529. — Gieseler. Verbesserung der Pitot'schen Röhre. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1885, S. 700 u. 982, sowie Schweiz. Bauz. 1885, S. 66.

Durch das letztere geht ein Hahn F hindurch, mittels dessen von oben aus (mit Hilfe von Leinen) die Öffnungen beider Rohre reguliert werden können. Unter dem Verbindungsstück sind die Rohre C und D als Kupferrohre fortgesetzt. Dieselben sind rechtwinklig umgebogen und so weit zur Seite der Holztafel gelegt, dafs der vom Apparat erzeugte Stau keinen Einflufs auf die Mündungen ausüben kann. Die Mündung c des Rohres C liegt normal zur Strömung, die Mündung d des Rohres D dagegen parallel dazu. Infolge dessen steht in C der Wasserspiegel höher als in D.

Fig. 31. M. 0,06.



Auch am oberen Ende sind die beiden Rohre C und D mit einer metallenen Fassung versehen, in welcher ein Hahn E angebracht ist, der in geschlossenem Zustande beide Röhren gegen die atmosphärische Luft abschliefst. Wenn der Apparat eingetaucht ist, so kann man durch Saugen am oberen Hahne das Wasser in den Rohren bis in eine zur Beobachtung bequeme Höhe aufsaugen, hierauf den Hahn schliefsen und wie gewöhnlich ablesen.

Soll eine Geschwindigkeitsmessung vorgenommen werden, so befestigt man den Apparat an einem Eisenstabe G und läfst ihn soweit in das Wasser hinab, bis die Mündungen c und d in jener Tiefe liegen, in welcher man die Geschwindigkeit messen will. Die Tafel AB ist um den Eisenstab G drehbar und wird durch das Steuer H stets so eingestellt, dafs c und d in der Richtung der Strömung liegen. Öffnet man nun mittels der einen Leine den Hahn F, so nimmt das Wasser in den Rohren die der Geschwindigkeit entsprechenden Höhen an. Sind diese eingetreten, so hebt man das Wasser durch Saugen bei m bis zur passenden Höhe empor, schliefst den Hahn E und, sobald die Wassersäulen beharren, mittels der zweiten Leine auch den Hahn F, worauf man die Höhen h_1 und h_2 der beiden Wassersäulen abliest. Die gesuchte Geschwindigkeit ist alsdann

$$v_x = \mu \sqrt{h_1 - h_2}, \quad \text{. 18.}$$

Zum Ablesen dient am besten eine verschiebbare Skala (bis zu Millimetern eingeteilt), deren Nullpunkt man am höheren Wasserspiegel anlegt.

Ist die Geschwindigkeit in grofser Tiefe zu messen, sodafs der ganze Apparat unter Wasser getaucht wird, so entsteht die Schwierigkeit, dafs man sehr lange Wasserstandsrohre haben mufs. Darcy erleichterte die Anwendung des Apparates noch dadurch, dafs er durch den Hahn E in beide Rohre Luft einprefste. Da die beiden Rohre oben miteinander in Verbindung stehen, so ist der Höhenunterschied der Wasserspiegel in denselben ebenso grofs, als wenn kein Druck von oben ausgeübt würde.[80])

[80]) Beschreibungen der Darcy'schen Röhre (*Tube Darcy*) sind zu finden in: Darcy. Note relative à quelques modifications à introduire dans le tube de Pitot. Ann. des ponts et chaussées 1858, 1. Sem., S. 351. — Saleron, J. Verbesserte Pitot'sche Röhre, angegeben von Darcy. Nach Cosmos 1857, livr. 22, S. 611; Polyt. Centralbl. 1858, S. 251. — Darcy, H. Les fontaines publiques de la ville de Dijon. Paris 1856, S. 543. —

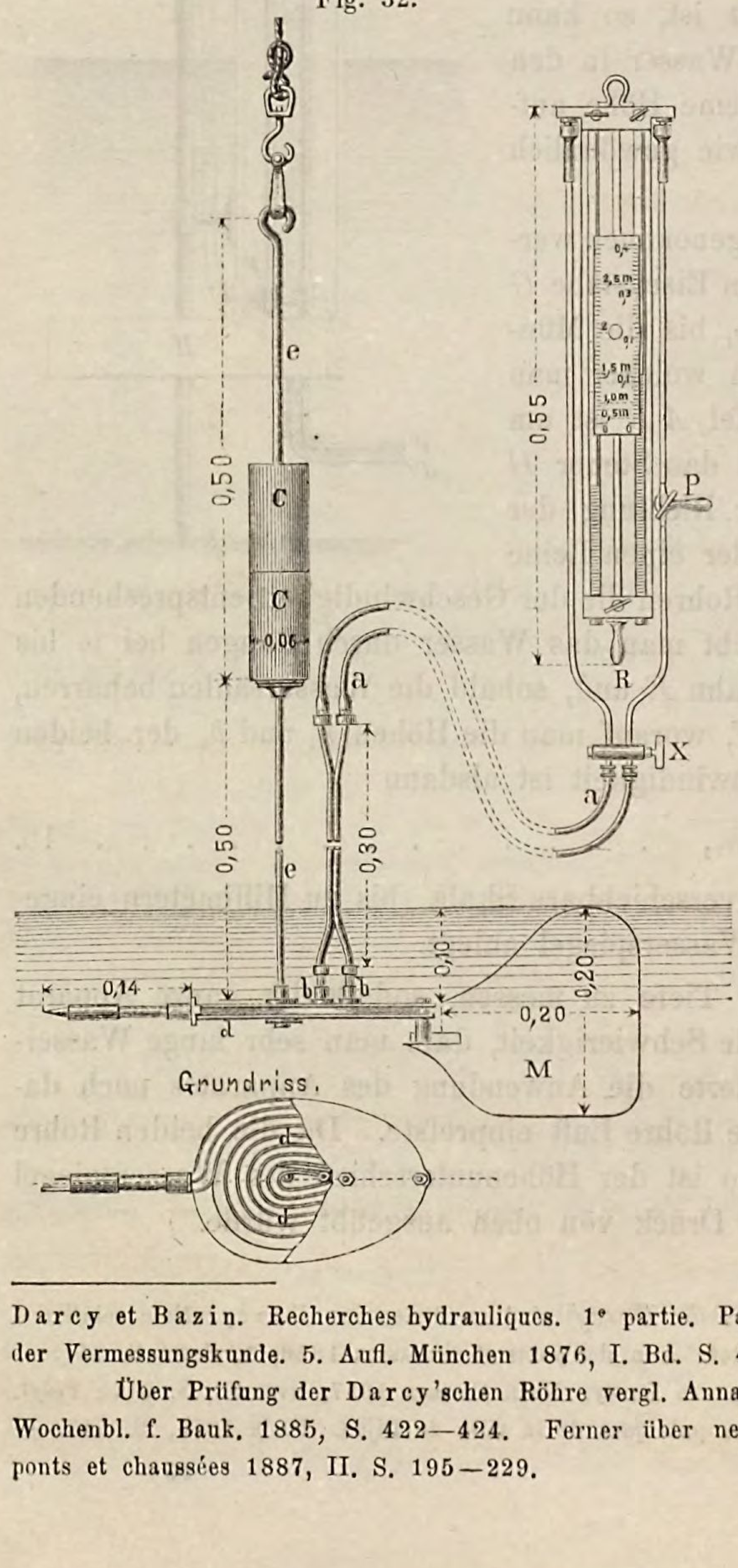
Die Konstante μ mufs sehr sorgfältig ermittelt werden. Darcy that dies in dreifacher Weise: durch Messung der Oberflächengeschwindigkeit eines Wasserlaufs mittels Oberflächenschwimmers und durch Vergleichung der Ergebnisse mit jenen seiner Röhre, ferner durch Bewegung des Apparats mit einer bekannten Geschwindigkeit in einem stehenden Wasser, endlich durch Messung der Geschwindigkeiten an vielen Punkten eines Wasserprofils mit seiner Röhre und durch nachherige Vergleichung der Ergebnisse mit der schon vorher ermittelten Wassermenge. Das arithmetische Mittel aus den erhaltenen Werten von μ gab die gesuchte Konstante.

Dieser Koefficient hängt übrigens von den Verhältnissen des Apparats ab, und wenn er auch für einen und denselben Apparat sich nicht ändert, so ändert er sich doch für verschiedene Apparate je nach der Einrichtung und den Abmessungen der Rohröffnungen.

Eine nicht unwesentliche Vereinfachung erhielt der in Rede stehende Apparat bei dem im Jahre 1871 am Rhein zu Germersheim vorgenommenen vergleichenden Geschwindigkeitsmessungen. Vergl. hierüber: Deutsche Bauz. 1872, S. 239.

Die Darcy'sche Röhre ist besonders zur Messung der Geschwindigkeit nahe am Wasserspiegel geeignet, weil die den Wasserstofs aufnehmenden Rohröffnungen nur eine sehr geringe Eintauchung erfordern, was bei allen anderen Apparaten nicht der Fall ist. Auch kann sie bei geringen Tiefen bis nahe zur Sohle gesenkt werden, bei grofsen Tiefen ist die Anwendung des Apparats jedoch kaum durchführbar.

Fig. 32.



Ritter (vergl. Ann. des ponts et chaussées 1886, II. S. 697-724 u. Deutsche Bauz. 1887, S. 249—251) bringt die Darcy'sche Röhre mit einem Manometer, einer Aufhängevorrichtung und einem Steuer in Verbindung. Diese wesentlichen Verbesserungen (vergl. Fig. 32) machen den Apparat zur Messung der Geschwindigkeit nahe an der Oberfläche bei Hochwasser unter Brücken brauchbar.

Die beiden in das Wasser eintauchenden, durch je ein spiralförmig aufgerolltes Haarröhrchen von 5,5 mm Durchmesser und 1,2 m Länge verlängerten Röhren *d* (vergl. den Grundrifs) stellen sich durch das Steuer *M* in die Strömung ein, indem sie sich um die mit Ballast *C* beschwerte und an einem Tau am Brückengeländer aufgehängte Stange *e* drehen. Die Verbindung der Spiralröhrchen mit dem beim Beobachter befindlichen Manometer erfolgt durch vertikale Rohre *b* und Kautschukrohre *a*. Das in die spiralförmigen Rohre eindringende Wasser wirkt als Kolben auf die in den Röhren oberhalb eingeschlossenen Luftsäulen, überträgt daher sowohl

Darcy et Bazin. Recherches hydrauliques. 1e partie. Paris 1865, S. 44. — Bauernfeind, C. M. Elemente der Vermessungskunde. 5. Aufl. München 1876, I. Bd. S. 453.

Über Prüfung der Darcy'schen Röhre vergl. Annal. des ponts et chaussées 1885, I. S. 1058—1182 u. Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 422—424. Ferner über neuere Messungen mit derselben: Bazin in Ann. des ponts et chaussées 1887, II. S. 195—229.

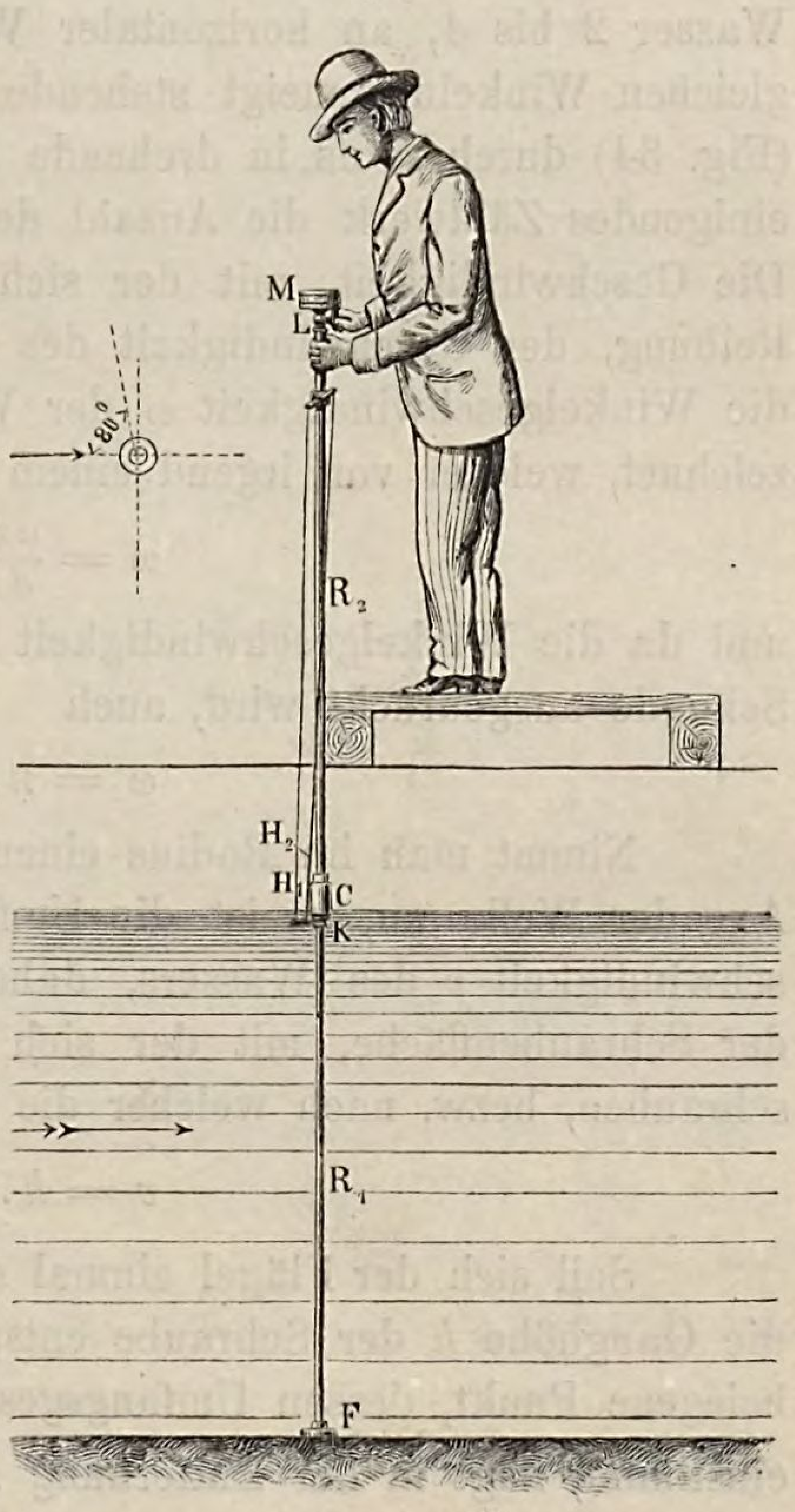
den Wasserstand, als den Wasserdruck auf das durch Hähne *X*, *R* und *P* regulierbare Manometer, an welchem eine doppelte Skala (Millimeter und Geschwindigkeiten) beweglich angebracht ist, sodafs sich ihr Nullpunkt auf den Spiegel des Wassers zur Zeit der Ruhe einstellen läfst; während der Beobachtung kann man somit die Geschwindigkeit des Wassers unmittelbar ablesen.

Ritter nimmt das Verhältnis $\frac{v_m}{v_o} = 0{,}85$ an, wobei sich die Abflufsmengen nach Ermittelung der Oberflächengeschwindigkeit in den einzelnen Vertikalen des Querprofils annähernd bis auf etwa 10% Abweichung von anderen Arten des Messens berechnen lassen sollen. Ein Nachteil dieser, wie überhaupt der Darcy'schen Röhre ist das durch die pulsierende Wasserbewegung veranlafste Schwanken des Wassers während der Beobachtung und die hierdurch entstehende Schwierigkeit, den Mittelwert der Schwankungen festzustellen, wobei Fehler unvermeidlich bleiben.

γ. Franck'sche Röhre. Dieselbe bezweckt die Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit in einer Vertikalen des Wasserlaufs durch Messung des mittleren hydraulischen Drucks.

Der Apparat besteht aus einer der Länge nach geschlitzten, in das Wasser eintauchenden Röhre R_1 (Fig. 33), der über Wasser stehenden, bis zum Beobachter reichenden Röhre R_2, welche unten mit einem Cylinder *C* versehen ist, und aus einem die Röhre R_2 oben abschliefsenden Manometer *M*. Die Röhre R_1 läfst sich in die Röhre R_2 einschieben und durch Kuppelung *K* in jeder Höhenlage feststellen. Zur Handhabung dienen zwei Hebel H_1 und H_2. An der Röhre R_1 ist unten zum Aufstellen auf die Sohle des Bettes eine Fufsplatte *F* und an der Röhre R_2 oben zum Ablassen der darin eingeschlossenen Luft ein Lufthahn *L*.

Fig. 33.



Beim Versuch wird das ausgeschobene Rohr R_1 bis auf die Bettsohle, das Rohr R_2 mit dem Cylinder *C* bis zum Wasserspiegel gesenkt, dann dort gekuppelt und nunmehr R_1 fast senkrecht zur Stromrichtung (etwa um 80° gedreht, vergl. die Nebenfigur) eingestellt, sodafs das im Schlitz eindringende Wasser nicht saugend oder drückend wirkt, sich vielmehr nach Öffnung des Lufthahns *L* im Innern der Röhre R_1 gleich hoch mit dem äufseren Wasserspiegel stellt. Wird jetzt der Lufthahn geschlossen und der Rohrschlitz gegen die Strömung gerichtet, so macht sich, der Geschwindigkeit des Wassers entsprechend, der hydraulische Druck im Rohr R_1 geltend und überträgt sich auf die in R_2 eingeschlossene Luft, bezw. auf das Manometer, dessen Zeiger, vorher auf Null stehend, an der Skala die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in der Vertikalen anzeigt. Der Zeiger unterliegt hierbei infolge der pulsierenden Bewegung des fliefsenden Wassers stetigen Schwankungen, welche eine genaue Feststellung des mittleren Standes erschweren, sodafs dieser nur aus den verschiedenen Stellungen des Zeigers annähernd zu entnehmen ist; dies ist ein Mangel, an dem sämtliche hydrometrische Röhren leiden.

Übrigens erleichtert und beschleunigt der Apparat die Messungen erheblich, da eine Beobachtung zur Feststellung der mittleren Geschwindigkeit in der Vertikalen führt.

Der Apparat ist auch zur Ermittelung der Oberflächengeschwindigkeit geeignet. Der Koefficient des Instrumentes ist durch Versuche und Vergleichung mit anderen Mefsapparaten zu ermitteln, doch wird sich mit Rücksicht auf das Manometer, von dessen Zuverlässigkeit die Richtigkeit der Messungen abhängt, eine öftere Kontrolle empfehlen. Man vgl. Deutsche Bauz. 1888, S. 609 u. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1889, S. 871, sowie auch Herschel. Der Venturi-Wassermesser. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 428.

b. Hydrometrische Flügel.

Für genaue Geschwindigkeitsmessungen und deren Verwendung zur Entwickelung der Wasserbewegungsgesetze reichen sämtliche bisher erörterten Apparate nicht aus, man ist vielmehr in diesen Fällen, sowie auch dann, wenn es sich um thunlichst zuverlässige Bestimmung der Wassermenge von Wasserläufen handelt, bis jetzt fast ausschliefslich auf Verwendung hydrometrischer Flügel angewiesen. Meist kommen nur dort, wo derartige Flügel nicht anwendbar sind, anderweitige Apparate in Betracht.

Als Vorläufer des hydrometrischen Flügels läfst sich das S. 139 erwähnte Schaufelrad, auch hydrometrisches Rad genannt, bezeichnen, welches, wie ein unterschlächtiges Mühlenrad mit den unteren Schaufeln in das fliefsende Wasser eintauchend, in Drehung versetzt wird, wobei sich aus der Zahl der durch Aufrollung eines Fadens auf der Welle bestimmbaren Umdrehungen und dem bekannten Radius die Geschwindigkeit des Mittelpunkts der Schaufeln, d. i. annähernd die Geschwindigkeit des Wassers, aber nur in der obersten, der Schaufeleintauchung entsprechenden Wasserschicht, ermitteln läfst. Der hydrometrische Flügel gestattet dagegen das Umsetzen der fortschreitenden Bewegung in die drehende in jeder beliebigen Tiefe unter dem Wasserspiegel, indem das fliefsende Wasser 2 bis 4, an horizontaler Welle a befestigte, gegen die Drehungsebene unter gleichen Winkeln geneigt stehende Flügel oder schraubenförmig gebaute Schaufeln f (Fig. 34) durch Stofs in drehende Bewegung setzt, während ein mit der Welle zu vereinigendes Zählwerk die Anzahl der Umdrehungen in einer bestimmten Zeit angiebt. Die Geschwindigkeit, mit der sich die Flügelwelle dreht, ist sonach, abgesehen von Reibung, der Geschwindigkeit des Wassers proportional. Es ist also auch allgemein die Winkelgeschwindigkeit ω der Welle, wenn $d\varphi$ den unendlich kleinen Winkel bezeichnet, welcher von irgend einem Radius in dem Zeitelement dt durchlaufen wird,

$$\omega = \frac{d\varphi}{dt}, \quad \ldots \ldots \ldots \quad 19.$$

und da die Winkelgeschwindigkeit durch die Anzahl n von ganzen Umdrehungen in der Sekunde ausgedrückt wird, auch

$$\omega = n \, . \, 2\pi, \quad \ldots \ldots \ldots \quad 20.$$

Nimmt man im Radius einen Punkt in der Entfernung r von der geometrischen Axe der Welle an, so ist die Umfangsgeschwindigkeit dieses Punktes gleich der Geschwindigkeit v des Wassers, daher $v = r \, . \, n \, . \, 2\pi$. Hierin ist $r \, . \, 2\pi$ die Ganghöhe h der Schraubenfläche, mit der sich die Flügel gleichsam durch das Wasser hindurchschrauben, bezw. nach welcher die Schaufeln geformt sind, daher

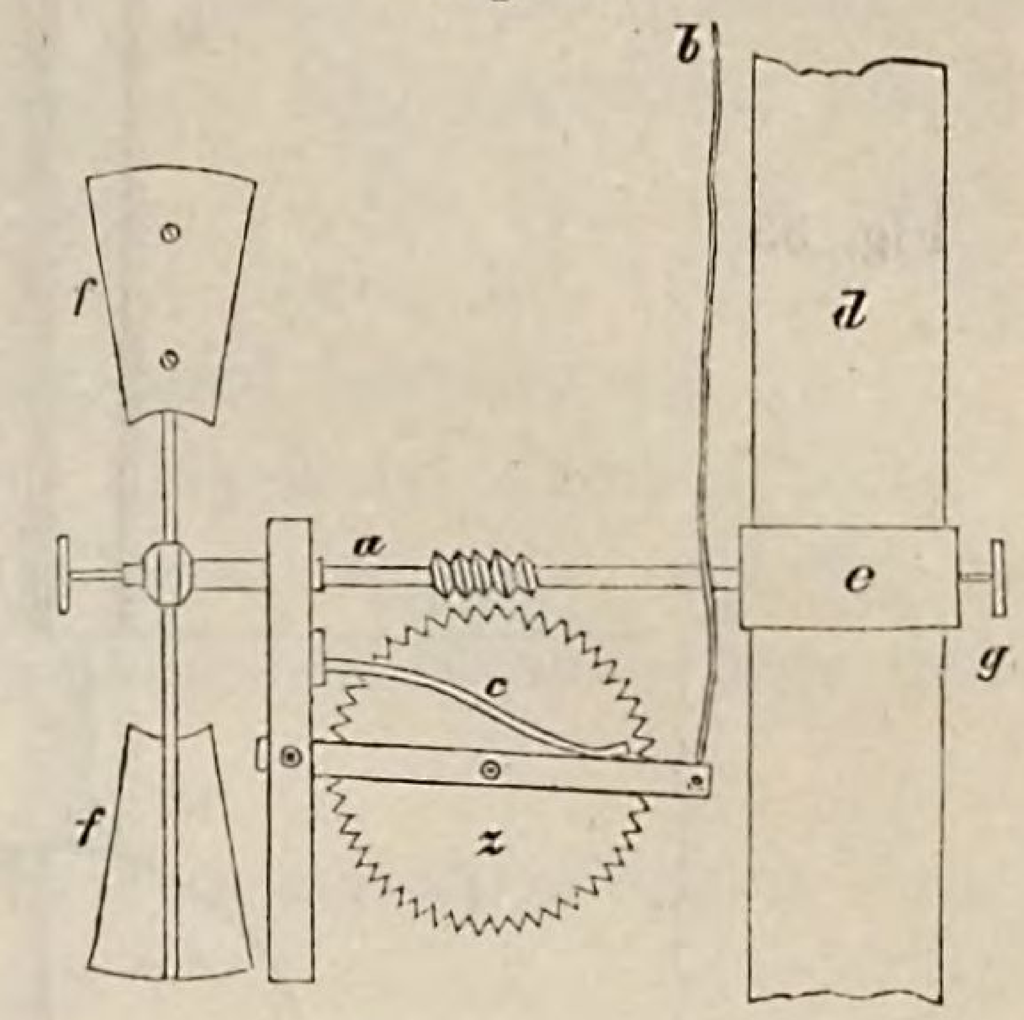
$$v = h \, . \, n \text{ und } n = \frac{v}{h} \, . \quad \ldots \ldots \ldots \quad 21.$$

Soll sich der Flügel einmal drehen, so hat das Wasser den Weg h zurückzulegen, die Ganghöhe h der Schraube entspricht also einer Flügelumdrehung und der im Radius belegene Punkt, dessen Umfangsgeschwindigkeit mit der Wassergeschwindigkeit v übereinstimmt, liegt in der Entfernung $r = \frac{h}{2\pi}$.

α. Woltman'scher Flügel. Der Erfinder des hydrometrischen Flügels ist Woltman, welcher den Apparat in der Schrift „Theorie und Gebrauch des hydrometrischen Flügels. Hamburg 1790“ erläuterte und ihm folgende Anordnung gab, vergl. Fig. 34. Die Welle a, auf der die Flügel f an Flügelarmen befestigt sind, greift mit ihrer Schraube ohne Ende in ein gezahntes, in einem Rahmen gelagertes Rad z ein, sobald dasselbe durch den Beobachter mittels Anziehen der Schnur b entsprechend gehoben wird. Eine

Feder *c* dient zur Sicherung der Lösung dieser Verbindung beim Nachlassen der Schnur. Da ein Zahn des Rades *z* einer Umdrehung der Flügelwelle entspricht, ergiebt sich die Zahl der in einer bestimmten Zeit erfolgten Umdrehungen aus der Zahl der abgelaufenen Zähne, welche aus der am Rade vorhandenen Teilung ermittelt werden kann. Der Apparat ist mit Hülse *e*, durch Schraube *g* an die Stange *d* befestigt, wird mit dieser bis zur erforderlichen Tiefe gesenkt, gegen die Strömung gerichtet und nach erfolgter Messung durch den Beobachter zur Feststellung der Zahl der Umdrehungen gehoben, woraus sich dann die Wassergeschwindigkeit ergiebt, wenn der Wert einer Umdrehung bekannt ist. Um eine selbstthätige Einstellung des Apparats in die Richtung der Strömung zu erreichen, wurde demnächst mit der Hülse *e*, unter Fortlassung der Schraube *g*, ein Steuer verbunden und zur Ablesung einer grofsen Zahl von Umdrehungen noch ein zweites Zahnrad mit Getriebe angebracht, wie denn überhaupt erst zahlreiche und wesentliche Abänderungen und Verbesserungen, deren Entwickelung nachstehend angegeben ist, zum zeitigen Grad der Vollkommenheit hydrometrischer Flügel geführt haben.

Fig. 34.



Weisbach und Lingke brachten 1840 namhafte Vervollkommnungen, z. B. bei der Steuervorrichtung u. s. w. an. Lapointe[81]) legte die Flügel in eine Röhre und die Zählvorrichtung nach aufsen. Stevenson und Baumgarten[82]) konstruierten die Flügel als Schraubenflächen mit gleichbleibender Steigung und erzielten dadurch eine wesentliche Vervollkommnung. Auch Treviranus[83]) gestaltete die Flügel seines verbesserten Hydrometers als Schraubenflächen. Boileau beschreibt[84]) einen hydrometrischen Flügel mit einer langen Schraube und ohne Räder.

Lange Zeit hindurch wurde der in Fig. 35, S. 150 dargestellte, verbesserte Woltman'sche Flügel benutzt, der auch jetzt noch vielfache Anwendung findet. Derselbe besteht aus einem halbkreisförmigen Rahmen *a b c*, welcher durch Ansatzstück *d* mit einem, um die Mefsstange *e* drehbaren Steuerruder *f* verbunden ist. Am Hebel *g*, welcher durch Feder *h* in seiner Stellung erhalten wird, sind zwei, das Zählwerk des Apparats bildende gezahnte Rädchen *m*, *n* und ein kleines Getriebe, das beide verbindet, gelagert. Wird der Hebel *g* mittels Schnur *l* durch den Beobachter angezogen, so greift das Zahnrad *n* in die Schraube ohne Ende *0* der bei *a* und *c* gelagerten, etwa 15 cm langen Flügelwelle ein, sodafs die Drehung des Zählwerks erfolgt, sobald die auf der Welle befestigten Flügel *r* durch das fliefsende Wasser bewegt werden. Beim Nachlassen der Schnur *l* tritt das Zählwerk unter Wirksamkeit der Feder *h* aufser Betrieb. Eine Schnur *k*, welche am Steuer befestigt ist, dient zur Einstellung des Apparats in der gewünschten Tiefe. Bei einer Umdrehung der Flügelwelle wickelt sich von *n* ein Zahn ab. Hat das Rad *n* 100, das Getriebe 10 und das Rad *m* 100 Zähne, so macht, bei dem Umsatzverhältnis 1 : 10,

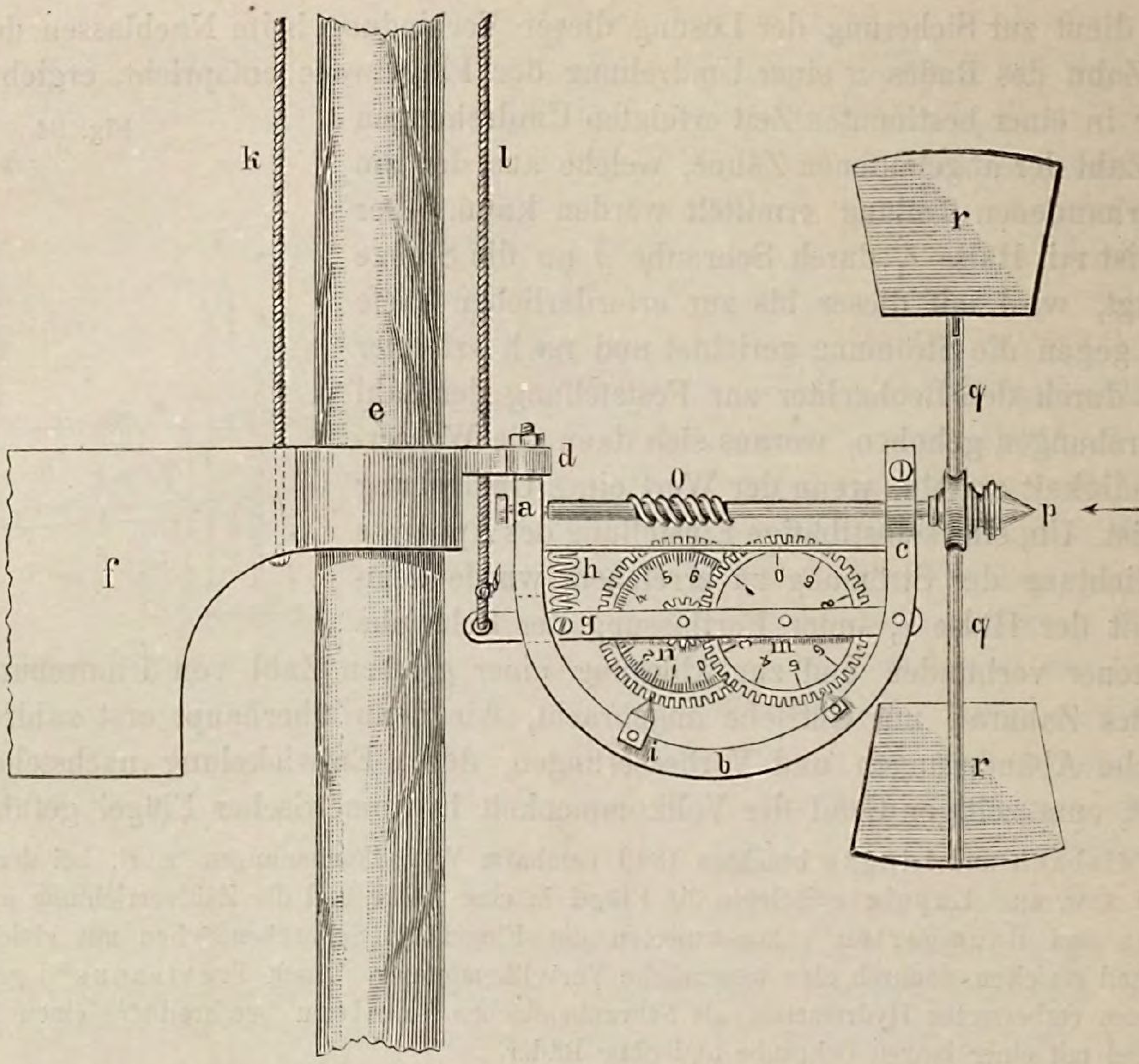
[81]) Mémoire sur le jaugeur ou appareil propre à mesurer, pendant un temps indéterminé, le produit constant ou variable d'un cours d'eau. Comptes rendus, Tome 21me, S. 1164.

[82]) Sur le moulinet de Woltman, destiné à mesurer les vitesses de l'eau, sur son perfectionnement et sur les expériences faites avec cet instrument. Ann. des ponts et chaussées 1847, 2. Sem., S. 326. Polyt. Centralbl. 1849, S. 863.

[83]) Über Verbesserungen in der Konstruktion und im Gebrauche des Woltman'schen hydrometrischen Flügels. Allg. Bauz. 1861, S. 125. — Hauer, J. v. Über den Woltman'schen Flügel und Treviranus' verbesserte Mefsmethode mit diesem Instrumente. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1862, S. 116. — Treviranus, L. G. Bemerkungen zum vorhergehenden Aufsatz. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1863, S. 165.

[84]) Traité de la mesure des eaux courantes. Paris 1854.

Fig. 35.



das Rad n 10 Umdrehungen, während m nur eine Drehung vollzieht, sodafs sich 1000 Umdrehungen ablesen lassen. Die Mefsstange e reicht bis zur Sohle des Bettes hinab und lehnt sich oben an den verankerten Beobachtungskahn, sodafs sie gegen Schwankungen soweit als thunlich gesichert ist, während sich der Flügel durch das Steuerruder in die Strömung einstellt. Mit derartigen Apparaten ermittelte Verfasser die Wassermenge der Memel, vergl. Anmerk. 100, S. 187.

Die bis hier beschriebenen Woltman'schen Flügel leiden an dem Übelstande, dafs sie nach jeder Beobachtung behufs Feststellung der Zahl der Umdrehungen aus dem Wasser zu heben sind, wodurch viel Zeit verloren geht und auch Irrtümer eintreten können. Es wird ferner bei starker Strömung die Schnur l derartig beeinflufst, dafs das Ein- und Auslösen des Zählwerks nicht mehr sicher ist, sodann ist die Reibung zwischen Hülse und Mefsstange so erheblich, dafs der Apparat durch sein Eigengewicht allein nicht mehr an der Stange herabgleitet, daher belastet werden mufs. Dieser letztere Übelstand läfst sich zwar durch Festschrauben der Hülse an der Stange beseitigen, doch bedingt dies für jede Beobachtung ein Heben und Senken der Stange, wobei leicht eine Ortsänderung und mit dieser eine neue Fehlerquelle eintritt. Endlich ist auch die Handhabung des Apparats in grofsen Tiefen kaum durchführbar.

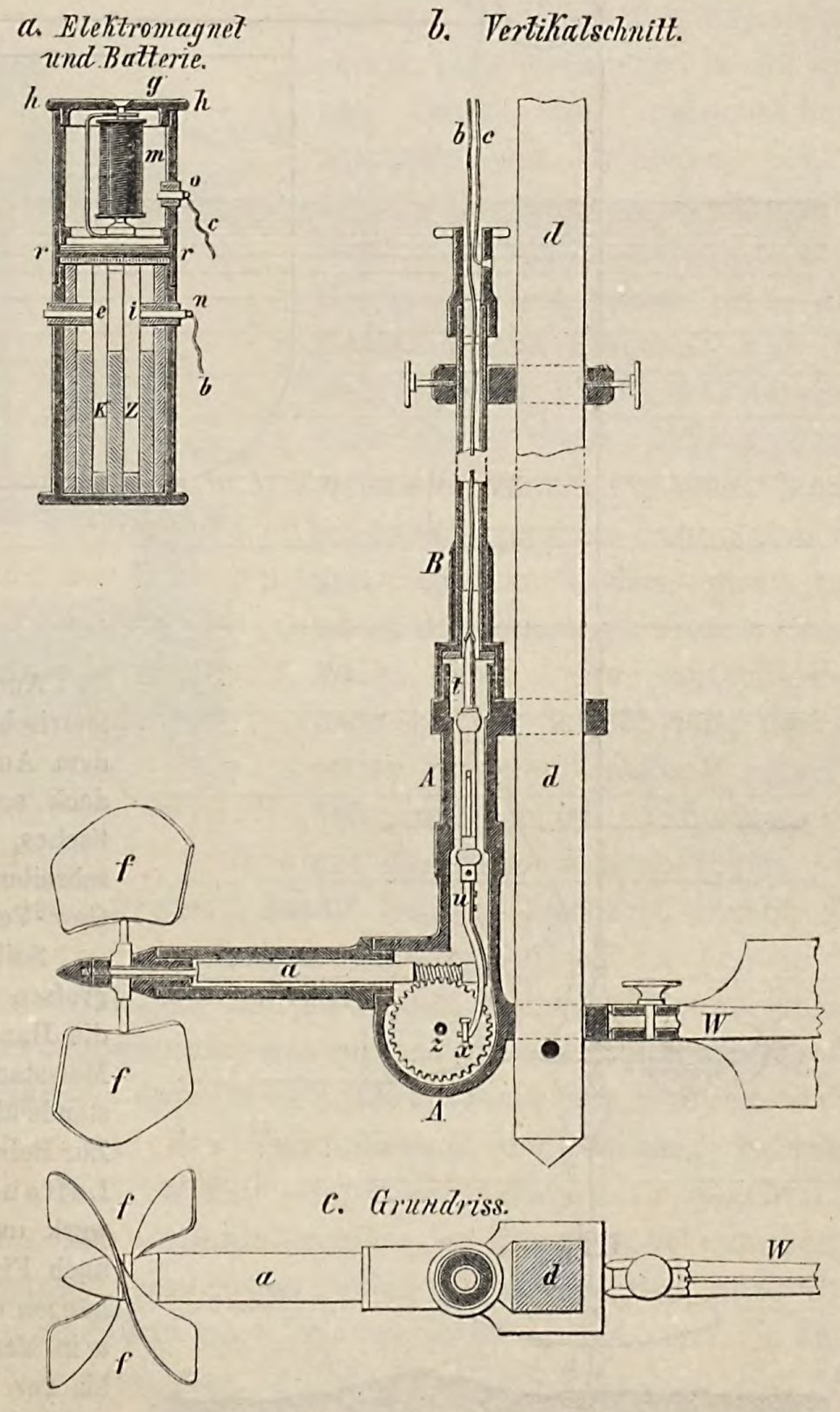
β. Elektrische Flügel. Beseitigung oder doch wesentliche Milderung aller dieser Übelstände gelang erst, als man den galvanischen und elektrischen Strom zur Kennzeichnung der Zahl der Umdrehungen verwendete, und das Zählwerk über dem Messer anbrachte. Der Flügel konnte nunmehr am Beobachtungsort verbleiben, während dem Beobachter nur die Feststellung der Zeit, in welcher der Flügel eine gewisse Zahl von Umdrehungen vollzog, oblag. Auch konnte fortan die Stange, da sie in einer Vertikalen

nur einmal aufzustellen war, eine gröfsere Länge erhalten und bei Verwendung von Eisen die gleitende Reibung zwischen Hülse und Stange in rollende umgewandelt werden.

Zuerst verwendete Farrand Henry 1867 und 1868 bei den hydrometrischen Arbeiten in den Great Lakes (Nordamerika) den elektrischen Strom, unter Anbringung der Zählvorrichtung über dem Wasser. In Europa scheint dieser hydrometrische Flügel eine Verbreitung nicht gefunden zu haben. Derselbe wurde von Ed. Schmitt (nach dem Journ. of the Franklin Inst. 1869, Mai, S. 305) in Polyt. Journ. Bd. 193, S. 345 und von Herschel in Zeitschr. f. Bauw. 1869, S. 415 eingehend beschrieben.

Eine weitere Vervollkommnung des hydrometrischen Flügels ist durch Amsler-Laffon in Schaffhausen ausgeführt worden. Auch bei diesem Apparat, welcher in Fig. 36 dargestellt ist, wird durch Vermittelung eines galvanischen Stromes über dem Wasser die Zeit beobachtet, während welcher eine bestimmte Zahl von Umdrehungen (100) gemacht wird. Doch ist die Einrichtung einfacher und bequemer, als bei dem eben erwähnten Instrumente.

Fig. 36.
Hydrometrischer Flügel von Amsler-Laffon.
M. 0,25.



Das Rad z (s. Fig. 36 b) macht bei 100 Flügelumläufen eine einzige Umdrehung. Bei jeder solchen Umdrehung wirkt ein Stift x auf einen Hebel u und schliefst dadurch bei t den galvanischen Strom. Die betreffenden Drahtleitungen gehen dabei durch ein eisernes Gasrohr B, in welchem der Draht durch Kolophonium isoliert wird. Gleichzeitig dient das Rohr B dazu, den Flügel unter Wasser an der vierkantigen Stange d in jeder beliebigen Höhe feststellen zu können. W ist das Steuer des Apparats.

Der galvanische Strom wirkt auf den Elektromagnet m, welcher im oberen Teile eines leicht zu befördernden cylindrischen Gehäuses rr (Fig. 36 a) angebracht ist, dessen unterer Teil die Batterie enthält. Bei Schliefsung des Stromes zieht der Elektromagnet den Anker g an, der jedoch zurückgeht, sobald der Hebel u von dem Stift x abfällt und der Strom nicht mehr geschlossen ist. Der Augenblick des Stromschlusses dient lediglich dazu, dem Beobachter anzuzeigen, dafs das zu beobachtende Zeichen in einigen Sekunden eintreten wird. Hierzu läfst das Spiel des Elektromagnets einen farbigen Punkt in der Öffnung des Deckels h des Gehäuses rr erscheinen und verschwinden. Die galvanische Batterie besteht aus einem Zink-Kohlen-Element ZK. Der positive Strom geht von der Zinkplatte Z bei i durch das Messingknöpfchen n in den Leitungsdraht b über und von da aus in die isolierte Leitung b des Gasrohres B, welche Leitung von oben am Anfange des Gehäuses A, in unmittelbarer Nähe von t, endet. Der negative Strom geht von der Kohle K bei e in die Metallwand des Gehäuses rr, durchläuft die

Windungen des Elektromagnets *m* und gelangt mit Hilfe des Knöpfchens *o* in die umsponnene Drahtleitung *c*, welche diesen Strom in das Gasrohr *B* überträgt, wodurch derselbe weiter nach *A* und *z* geleitet wird. Beide Ströme vereinigen sich dann, wenn durch die Berührung zwischen dem Stift *x* und dem Hebelende *u* der Schlufs der Ströme bei *t* erfolgt.

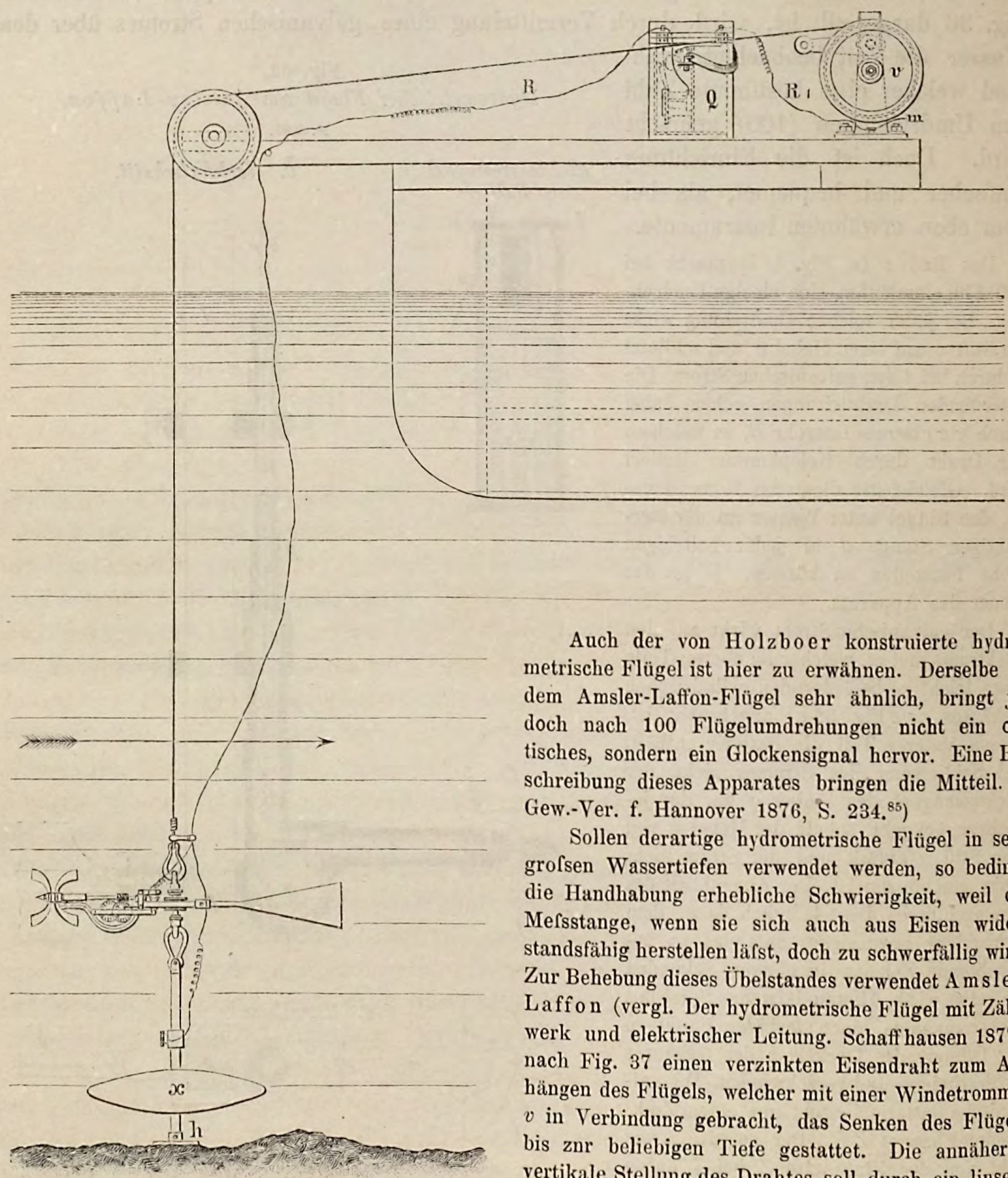
Ausführliche Beschreibungen des Amsler-Laffon'schen Apparates finden sich in:

Harlacher, A. R. Zur Hydrographie Böhmens. Techn. Blätter 1871, S. 91.

Rühlmann. Über Amsler-Laffons Woltman'schen Flügel mit elektromagnetischem Zählapparat. Mitteil. d. Gew.-Ver. f. Hannover 1873, S. 12. Polyt. Journ. Bd. 208, S. 168.

Bauernfeind, C. M. Elemente der Vermessungskunde. 5. Aufl. München 1876, I. Bd. S. 466.

Fig. 37.



Auch der von Holzboer konstruierte hydrometrische Flügel ist hier zu erwähnen. Derselbe ist dem Amsler-Laffon-Flügel sehr ähnlich, bringt jedoch nach 100 Flügelumdrehungen nicht ein optisches, sondern ein Glockensignal hervor. Eine Beschreibung dieses Apparates bringen die Mitteil. d. Gew.-Ver. f. Hannover 1876, S. 234.[85])

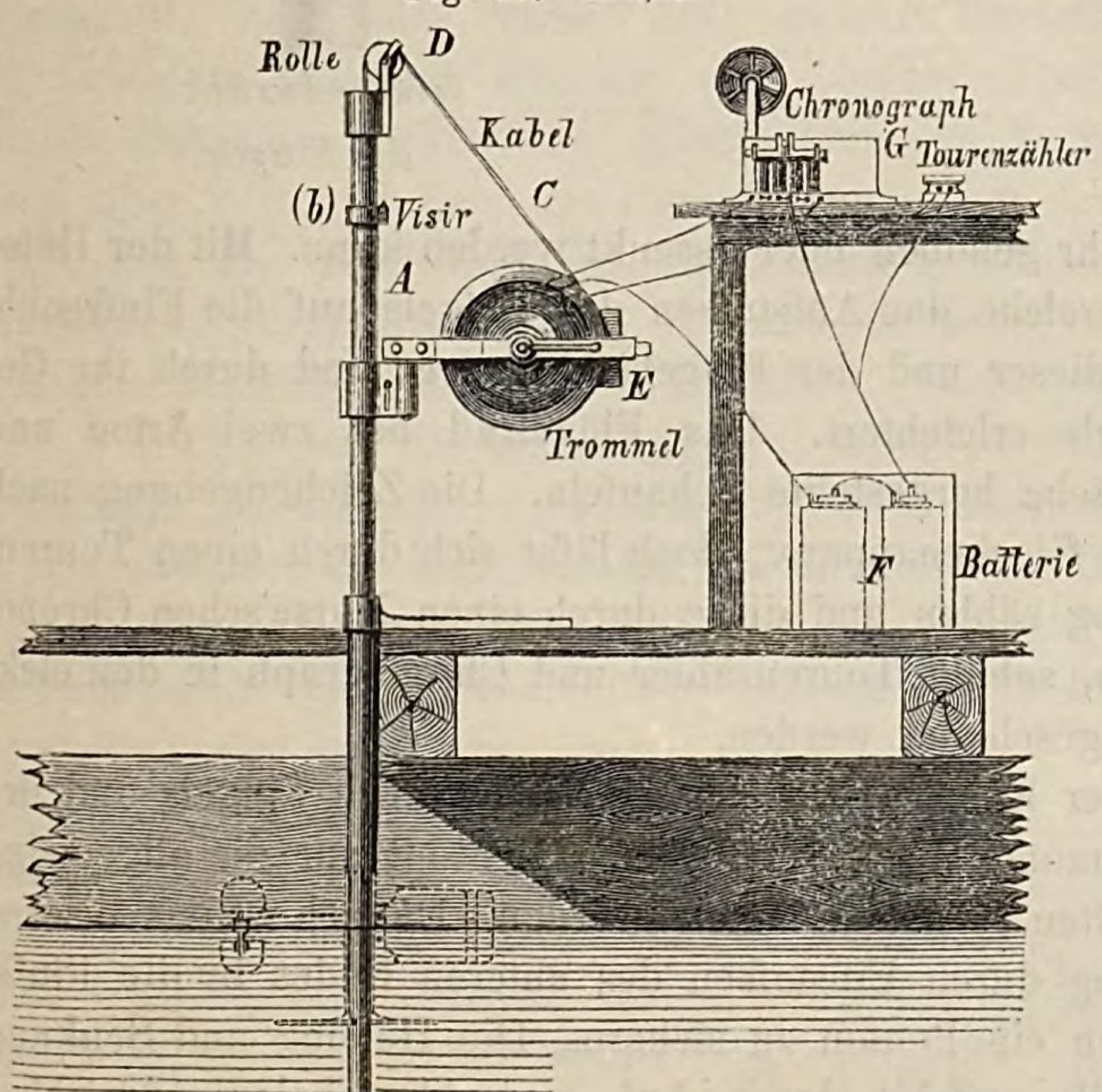
Sollen derartige hydrometrische Flügel in sehr grofsen Wassertiefen verwendet werden, so bedingt die Handhabung erhebliche Schwierigkeit, weil die Mefsstange, wenn sie sich auch aus Eisen widerstandsfähig herstellen läfst, doch zu schwerfällig wird. Zur Behebung dieses Übelstandes verwendet Amsler-Laffon (vergl. Der hydrometrische Flügel mit Zählwerk und elektrischer Leitung. Schaffhausen 1877), nach Fig. 37 einen verzinkten Eisendraht zum Anhängen des Flügels, welcher mit einer Windetrommel *v* in Verbindung gebracht, das Senken des Flügels bis zur beliebigen Tiefe gestattet. Die annähernd vertikale Stellung des Drahtes soll durch ein linsen-

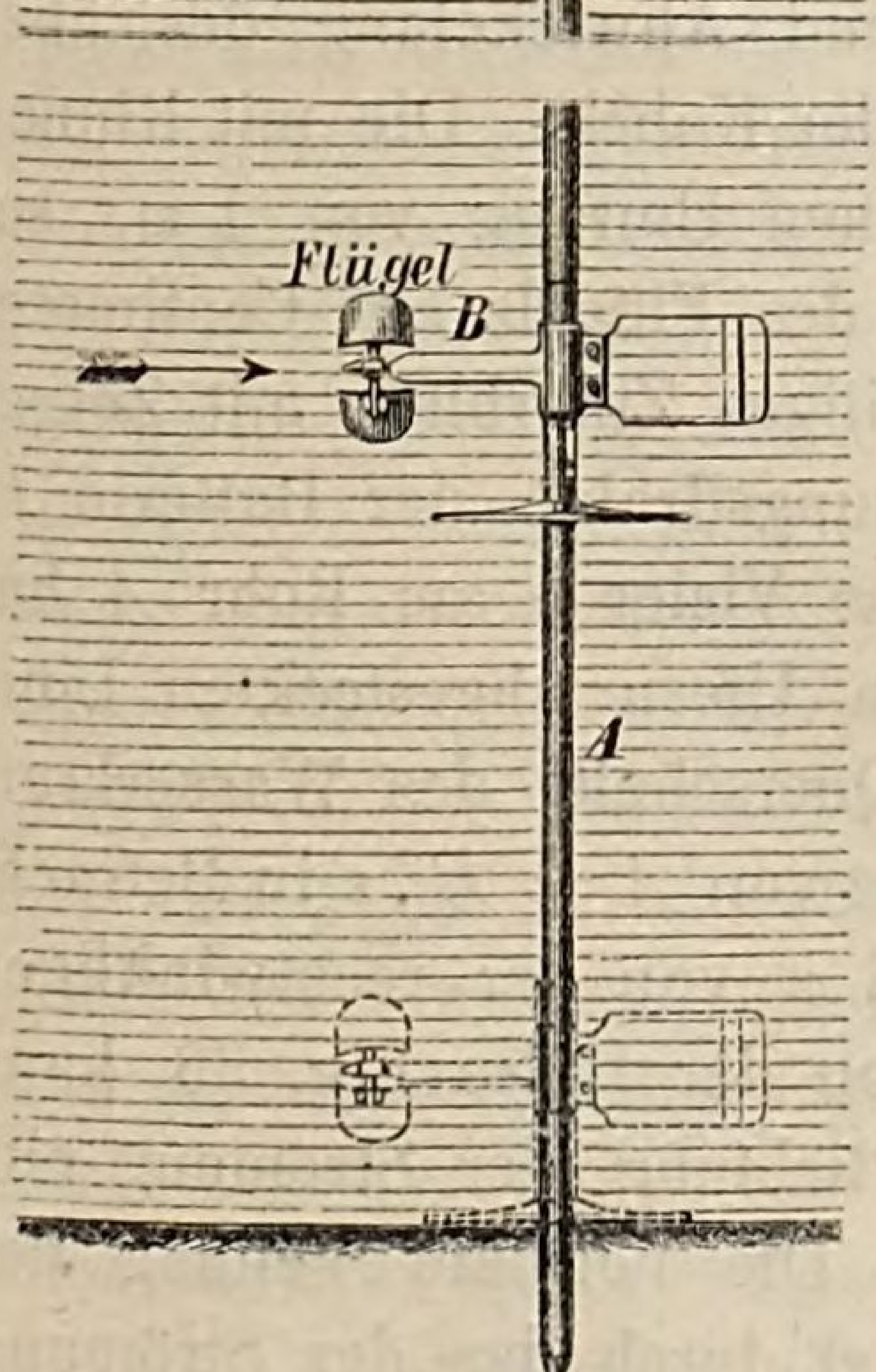
[85]) Vergl. auch: Polyt. Journ. Bd. 224, S. 47.

förmiges 40 kg schweres Eisengewicht x gesichert werden. Der Flügel stellt sich hierbei in die Richtung der Strömung ein und ist zu diesem Zweck an einem Karabinerhaken aufgehängt. Sobald ein in der Linse befindlicher Taster h die Sohle des Bettes berührt, erfolgt Schlufs des elektrischen Stroms. Der letztere wird von der Batterie Q aus durch die Leitung R_1 bezw. das Drahtseil und durch die Leitung R dem Flügel und dem Taster zugeführt.

Versuche, welche Verfasser mit einem derartigen Flügel im Rhein bei Wesel in 10 m Wassertiefe, woselbst die Geschwindigkeit 2 bis 2,5 m betrug, anstellte, ergaben, dafs sich die vertikale Stellung des Drahtseils nicht erhalten liefs. Die Strömung trieb die Linse abwärts und es traten Abweichungen des Drahtseils von der Vertikalen von 30 bis 45° und so starke Schwankungen ein, dafs die Geschwindigkeit nicht mit Sicherheit gemessen werden konnte. Zur Sicherung der vertikalen Stellung des Drahtseils würde die Linse entweder durch ein Zugseil mit dem Messungskahn zu verbinden oder in der Flufsbettsohle zu verankern sein. Seitliche Schwankungen des Flügels sind aber auch dann nicht ganz zu vermeiden. — Über die von Frese gewonnenen Erfahrungen bei Wassermessungen in der Leine bei Hannover vergl. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, S. 597—600.

Fig. 38—40.
Hydrometrischer Flügel von Harlacher.
Fig. 38. M. 0,04.





Wesentliche Vervollkommnungen des hydrometrischen Flügels sind von Harlacher (vergl. dessen Werk: „Die Messungen in der Elbe und Donau und hydrometrische Apparate und Methoden. Leipzig 1881“) in die Praxis eingeführt worden. Derselbe verwendete einen Glockenapparat schon 1875. Der Harlacher'sche Flügel (s. Fig. 38) steht nach Fig. 39 (S. 154) mit einer cylindrischen Hülse a in Verbindung, welche ein bis zur Flufssohle hinabreichendes, eisernes Rohr A umfafst und wird an letzterem auf- und abwärts geführt. Zu diesem Zweck ist im Rohr A der ganzen Länge nach ein bei der Messung flufsabwärts liegender Schlitz f ausgehobelt, welcher zur Aufnahme des mit der Hülse a des Flügels verbundenen Armes g dient. Letzterer gestattet sowohl, das an ihm bei g befestigte Aufhängeseil in das Innere der Röhre zu legen, als auch den Flügel während seiner Vertikalbewegung stets normal zur Ebene des Querprofils zu führen, was für die Genauigkeit der Messungen von Einflufs ist. Zur Verminderung der Reibung zwischen Rohr und Hülse sind an letzterer Laufrollen c angebracht, welche die Vertikalbewegung des Flügels sehr erleichtern. Im ganzen sind sechs Rollen vorhanden und zwar drei unten und drei oben, wovon je zwei, und zwar die flufsabwärts gelegenen, in federnden Lagern ruhen (Fig. 39). Das Aufhängeseil läuft über eine am oberen Ende des Rohres aufgesetzte Rolle und von dieser über eine am Rohr angebrachte Trommel mit Kurbel, durch deren

Fig. 39. M. 0,05.

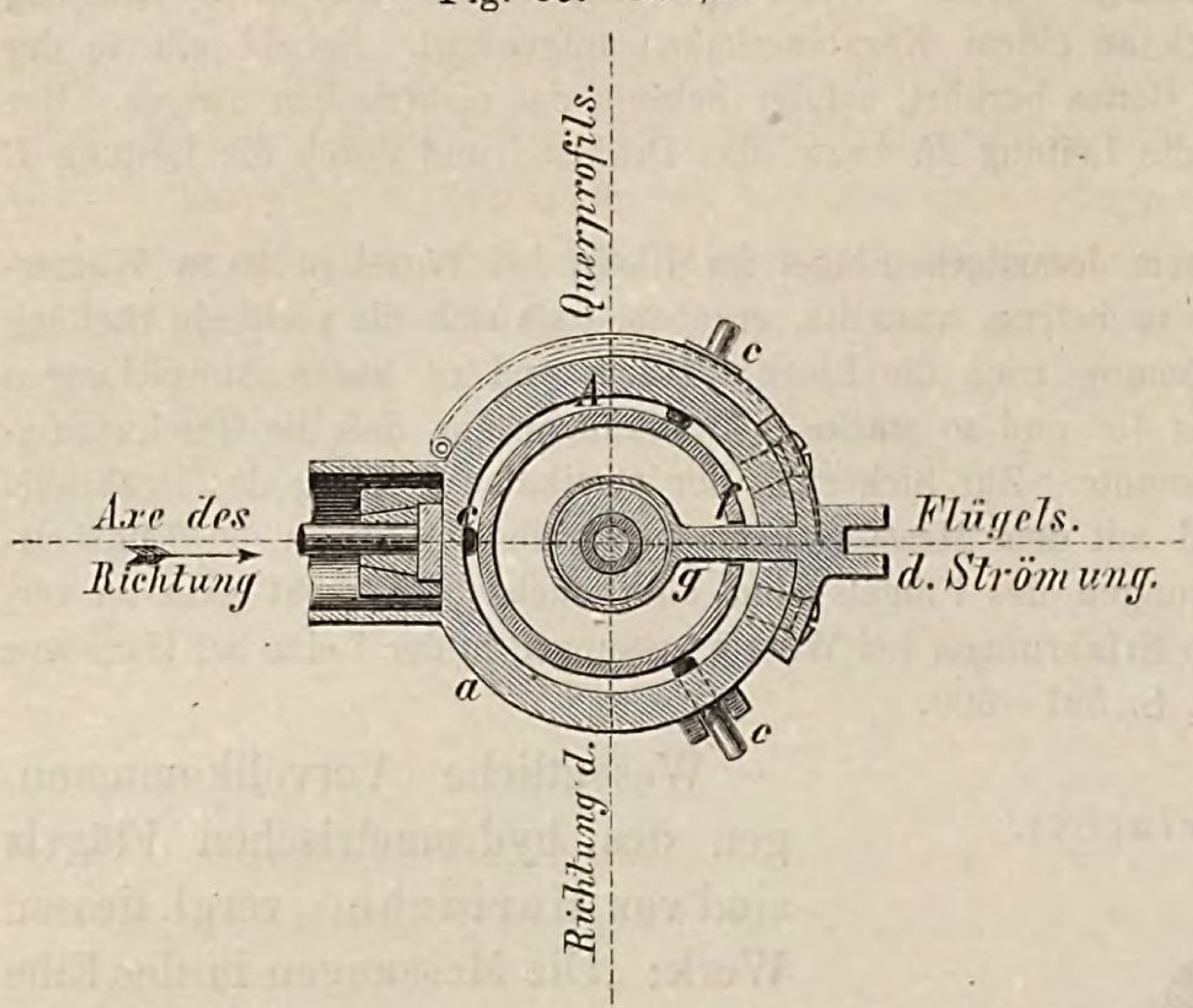
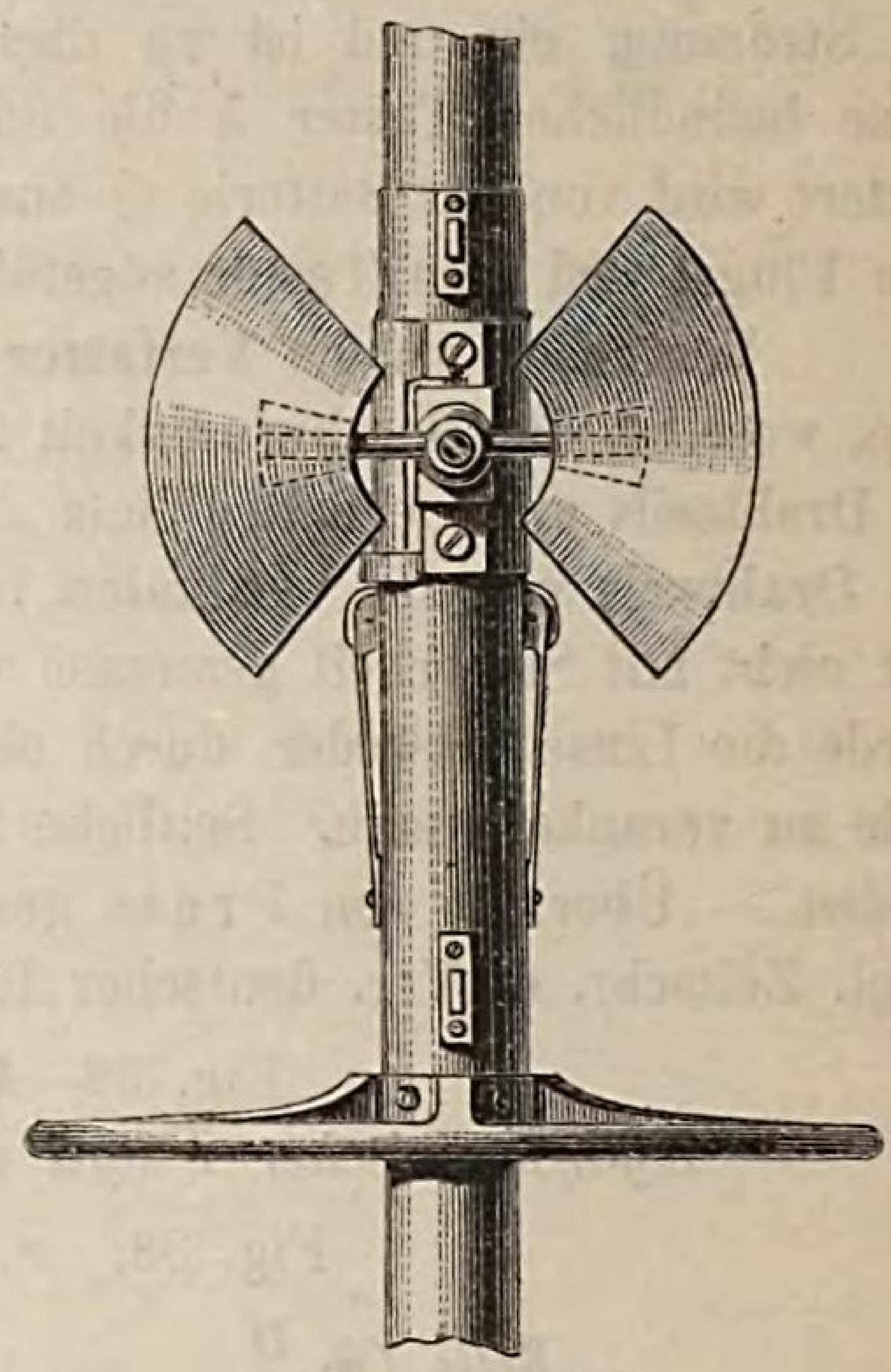


Fig. 40. M. 0,15.



Vordere Ansicht des Flügels.

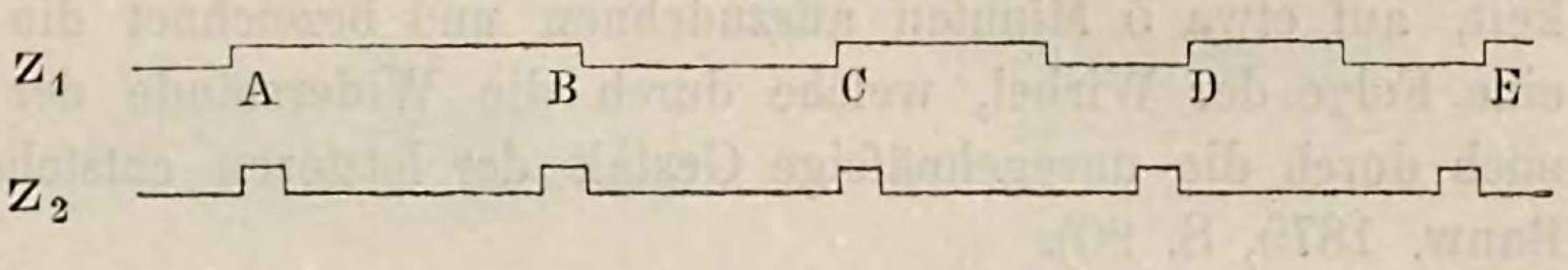
Drehung der Flügel beliebig am Rohr gehoben oder gesenkt werden kann. Mit der Hülse ist unten eine Scheibe verbunden, welche das Aufstofsen des Flügels auf die Flufssohle verhindert, den Abstand zwischen dieser und der Flügelaxe festlegt und durch ihr Gewicht das Hinunterlassen des Flügels erleichtert. Das Flügelrad hat zwei Arme und zwei genau nach einer Schraubenfläche hergestellte Schaufeln. Die Zeichengebung nach n Umdrehungen erfolgt durch einen Glockenapparat, doch läfst sich durch einen Tourenzähler auch jede einzelne Umdrehung zählen und diese durch einen Morse'schen Chronographen auf Papierstreifen darstellen, sobald Tourenzähler und Chronograph in den elektrischen Stromkreis des Flügels eingeschaltet werden.

Bezüglich der Einzelheiten der Konstruktion des Harlacher'schen Flügels und der Hilfsapparate wird auf das obengenannte Werk verwiesen. Hier soll nur die allgemeine Anordnung des in Fig. 38 dargestellten Flügels erläutert werden. Danach ist das eiserne Rohr A in seiner vertikalen Stellung durch Einstofsen des unteren Endes in die Flufssohle und oben durch Anlehnung an ein Ponton zu sichern. Die Hebung und Senkung des Flügels B mit Hülse und Scheibe erfolgt durch Auf- und Abwickelung des über die Rolle d nach der Trommel E führenden Aufhängeseils oder Kabels. Die mit Rinnen in schraubenförmiger Anordnung versehene Trommel hat einen Umfang von 1 m, sodafs sich das Mafs der jedesmaligen Hebung oder Senkung des Flügels auf Centimeter genau ermitteln läfst, wenn mit der Trommel ein hundertteiliges Zifferblatt mit Zeiger verbunden wird. An der Trommel befinden sich die Leitungsdrähte der Batterie F, des Chronographen G und des Tourenzählers neben G. Das Visier b am Rohr A hat den Zweck, die Flügelaxe genau normal zu der auf den Ufern abgesteckten Linie des Querprofils einzurichten, da nur die rechtwinklig zum Querschnitt des Wasserlaufs wirkende Geschwindigkeit bei Ermittelung des genauen Wertes von $A = F \cdot v$ in Betracht kommt, sodafs, wenn die Strömungsrichtung um den Winkel α von der rechtwinkligen abweicht, statt v zu setzen ist $v \cdot \cos\alpha$. Bei der Konstruktion der Hülse Fig. 39 kann sich der Flügel nicht selbstthätig durch das Steuer in die Richtung der Strömung einstellen, es wirkt daher das Steuer nur als Gegengewicht. Die normale Stellung der Flügelaxe hat den Nachteil, dafs Rückströmungen und Wirbel durch das der Strömung

entgegentretende Steuer entstehen, welche die Drehung der Flügelaxe beeinflussen und durch Seitendruck Behinderung erzeugen, infolge dessen sich der Wert von $v \cdot \cos\alpha$ nicht immer genau ermitteln läfst. Nach Versuchen von Frese (vergl. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 911—914) ist ein hindernder Einflufs der Schrägstellung bei $\alpha = 10°$ kaum bemerkbar. Mit zunehmendem α wachsen indessen die Abweichungen und betragen bei $\alpha = 20°$ etwa 2,5% und bei $\alpha = 30$ bis 40° schon etwa 11%.

Der Chronograph setzt zwei Federn in Bewegung, welche mit Tinte auf einem Papierstreifen, welcher mit gleich bleibender Geschwindigkeit (10 bis 30 mm in der Sekunde) fortschreitet, die gebrochenen Linien Z_1 und Z_2 (Fig. 41) darstellen. Die Linien AC, CD, DE in Z_1 entsprechen je einer Umdrehung, sodafs aus deren Längen, die je nach der Geschwindigkeit verschieden sind, genau die Zeit jeder halben oder ganzen Umdrehung festgestellt werden kann, da Stromschlufs jedesmal während einer halben Umdrehung eintritt. Die Linien in Z_2 stellen Sekundenmarken dar, geben daher bei Vergleichung mit Z_1 ein übersichtliches Bild über Zeit und Zahl der Umdrehungen. Aus den Aufzeichnungen des Chronographen läfst sich die Geschwindigkeit als Funktion der Zeit oder die Geschwindigkeitskurve darstellen, vergl. Harlacher, Henneberg und Smreker: Methode und Apparat zur direkten Messung von Geschwindigkeiten. Techn. Blätter 1884. 1. Heft, S. 1—43.

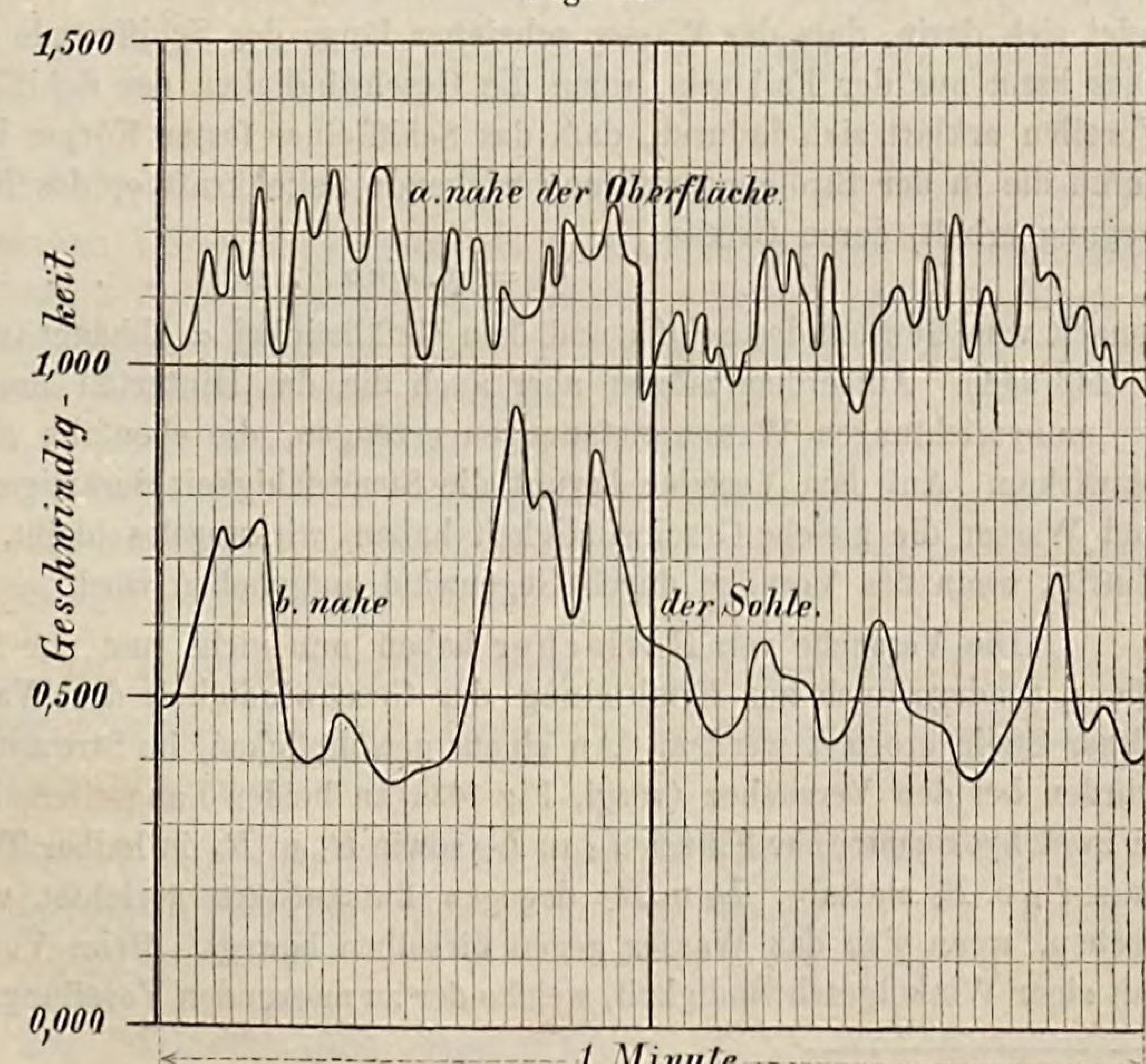
Fig. 41.



Harlacher hat seinen Apparat unter Verwendung des Chronographen zu wissenschaftlich bedeutsamen Versuchen über die pulsierende Bewegung des Wassers (vergl. § 26) und über das sog. Voreilen thalwärts mit der Strömung treibender Schiffe verwendet.

Die pulsierende Bewegung des Wassers giebt sich bekanntlich dadurch zu erkennen, dafs verschiedene, in ein und demselben Punkt mit Woltman'schen Flügeln angestellte Beobachtungen von gleicher Dauer selbst beim Beharrungszustand der Wasserläufe keine Übereinstimmung der Zahl der Umdrehungen liefern. In der Geschwindigkeit des Wassers treten also während der Messungen Veränderungen ein. So stimmten beispielsweise die Zahlen der Umdrehungen bei je dreimaliger Messung von je 100 Sekunden Zeitdauer in 301 Messungspunkten der Memel (vergl. Anmerk. 100) nur in 4 Messungspunkten überein, während sie in 297 um 1 bis 21 verschieden waren und zwar durchschnittlich je 3 Messungsergebnisse für ein und denselben Punkt um 6,22 Umdrehungen für den einen und um 8,03 Umdrehungen für den

Fig. 42.



Mafsstab für die Abscissen 1 Sekunde = 1,25 mm,
Mafsstab für die Ordinaten = 0,05.

anderen der dort verwendeten Flügel. Harlacher ist es nun gelungen, die pulsierende Bewegung des Wassers mit dem Chronographen bildlich darzustellen und hierdurch zur weiteren Erforschung dieser Bewegung wesentlich beizutragen. Von den Ergebnissen seiner Beobachtungen in der Elbe bei Tetschen sind diejenigen in zwei Punkten einer Vertikalen und zwar 0,20 m unter dem Wasserspiegel bezw. 0,25 m über der Sohle (= 1,57 m unter dem Wasserspiegel) auf die Dauer je einer Minute in Fig. 42, S. 155 dargestellt. Hiernach zeigt die Geschwindigkeit des Wassers im obersten Punkt Schwankungen bis 36 cm, im untersten sogar bis 58 cm. Harlacher empfiehlt deshalb die Dauer der Beobachtung in jedem Punkt, behufs thunlichst richtiger Ermittelung der mittleren Geschwindigkeit, auf etwa 5 Minuten auszudehnen und bezeichnet die pulsierende Bewegung als eine Folge der Wirbel, welche durch die Widerstände der Bettwandungen und mehr noch durch die unregelmäfsige Gestalt der letzteren entstehen (vergl. auch Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 90).

Der vorbeschriebene Flügel wurde auch zur Ermittelung der mittleren Geschwindigkeit in einer Vertikalen durch sog. mechanische Integration benutzt und deshalb elektrischer Integrator genannt. Bei diesem Verfahren bewegt man den Flügel entweder vom Wasserspiegel nach der Sohle oder in umgekehrter Richtung mit gleichmäfsiger Geschwindigkeit, wobei jede einzelne Umdrehung auf elektrischem Wege übertragen und dargestellt wird. Die mittlere sekundliche Umdrehungszahl entspricht dann derjenigen der mittleren Geschwindigkeit. Noch zweckmäfsiger soll es sein, den Flügel einmal zu senken und dann sofort zu heben, oder umgekehrt. Gegen die Integration läfst sich indessen geltend machen, dafs der Flügel hierbei zu kurze Zeit in jedem Punkte der Vertikalen verbleibt, das Messungsresultat daher lediglich von der gerade im Augenblick der Messung vorhandenen Geschwindigkeits-Komponente abhängig ist, ohne der pulsierenden Bewegung des Wassers Rechnung zu tragen, dafs ferner der Flügel beim Senken aus der gröfseren Wassergeschwindigkeit in die kleinere und beim Heben aus der kleineren in die gröfsere übergeht, sowie endlich, dafs sich beim Senken und Heben die notwendige Änderung der Bewegungsrichtung ohne einen gewissen Zeitverlust nicht durchführen läfst. Hieraus erklären sich denn wohl auch, wenigstens teilweise, die von Harlacher gefundenen 1,6 bis 2,5% im Mittel betragenden Unterschiede zwischen der durch Integration und den aus der bildlichen Darstellung der Geschwindigkeiten mit Hilfe des Planimeters ermittelten mittleren Geschwindigkeiten.[86])

Das Voreilen thalwärts mit der Strömung treibender Schiffe, eine den Schiffern bekannte Thatsache, zeigt sich darin, dafs das Wasser scheinbar längs der Schiffwände vom Vorder- nach dem Hinterteil fliefst. Dies kann nur der Fall sein, wenn die Geschwindigkeit des Schiffs gröfser ist, als die des Wassers. Das Voreilen erklärt sich dadurch, dafs das Schiff einen festen Körper bildet, der, auf geneigter Ebene gleitend, durch die in der Strömungsrichtung wirkende Seitenkraft q_1 des Körpergewichts q eine beschleunigte Bewegung erhält, deren Gröfse

$$q_1 = q \cdot \sin\alpha, \qquad 22.$$

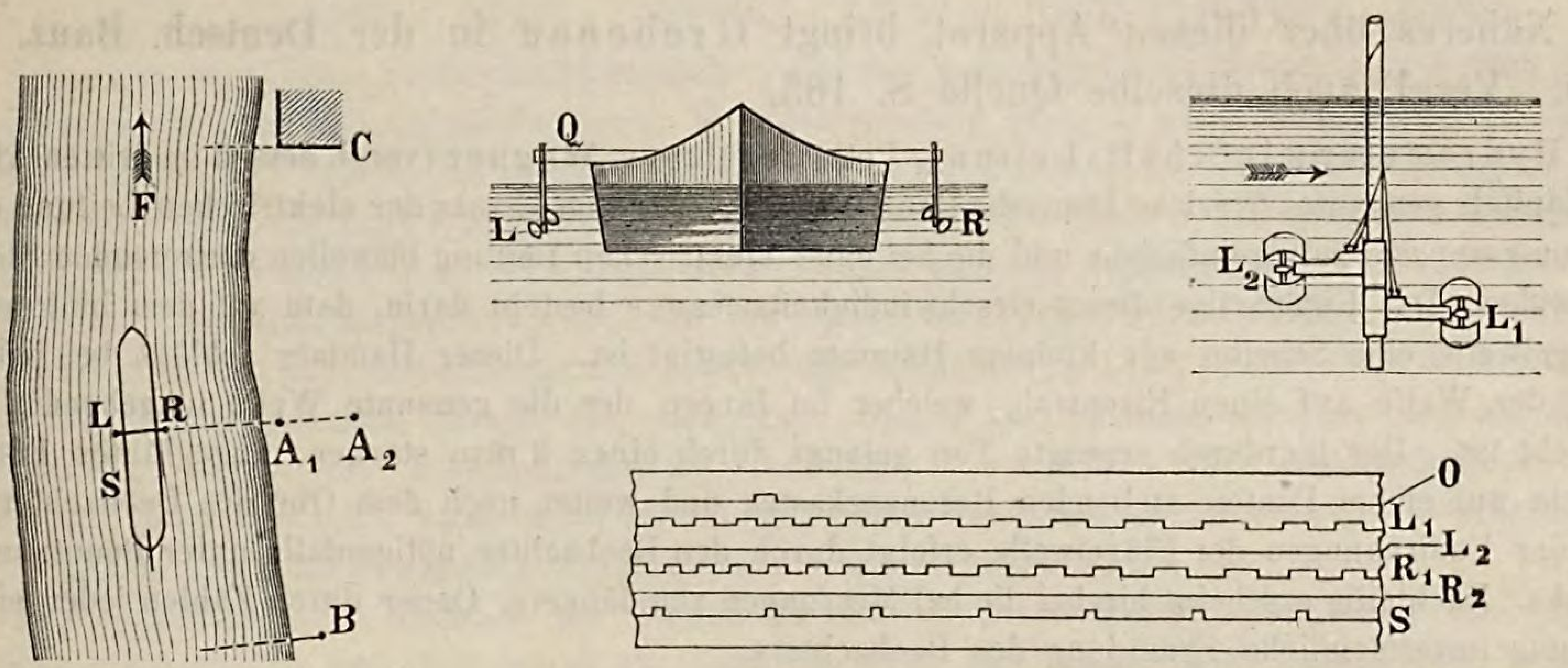
sonach vom Gewicht des Schiffs und dem Gefällwinkel α abhängt (vergl. Ruttmann, Deutsche Bauz. 1887, S. 243/244). Aufserdem mögen aber auch die das Hinterteil des Schiffes treffenden verschiedenartigen Strömungsrichtungen Wasseranstauungen erzeugen, die ebenfalls auf Beschleunigung der Schiffsbewegung hinwirken. Auf dem Voreilen beruht die Steuerfähigkeit derartiger Schiffe, weil das Steuer, wenn Schiff und Wasser die gleiche Geschwindigkeit haben, wirkungslos bleibt, ein Zustand, der zeitweise thatsächlich eintritt, wenn das Voreilen durch Gegenwind aufgehoben wird.

Die Versuche von Harlacher haben nun nicht nur zur Messung der Geschwindigkeit des Voreilens, sondern auch zur Ermittelung der Geschwindigkeit des Wassers geführt und mögen dieserhalb an dieser Stelle erörtert werden. An einem gewöhnlichen, im Stromstrich der Elbe schwimmenden Elbkahne wurden bei den Versuchen (vergl. Fig. 43) an beiden Langseiten, in etwa 1 m Entfernung von denselben, je zwei hydrometrische Flügel L_1 u. L_2 sowie R_1 u. R_2 in halber Tauchtiefe des Kahns derartig angebracht, dafs L_1 u. R_1 flufsab-, L_2 u. R_2 dagegen flufsaufwärts gerichtet waren. Diese Flügel können sich nur drehen, wenn sich das Wasser gegen dieselben bewegt. Beim Voreilen drehen sich die Flügel L_1 u. R_1 mit einer Winkelgeschwindigkeit, welche der zu messenden Voreilungsgeschwindigkeit annähernd proportional

[86]) Die Methode der Integration wurde schon von Treviranus angegeben und nach Revy. Hydraulics of Great Rivers (London 1874) am La Plata, Paraná und Uruguay angewendet.

ist, während sich die Flügel L_2 u. R_2 rückwärts drehen. Hieran wurden sie indessen durch Sperrhaken gehindert, sodaſs ihre Drehung nur bei einem etwaigen Nacheilen des Kahns hätte erfolgen können, in welchem Falle die Flügel L_1 und R_1, ebenfalls zur Verhinderung der Rückwärtsdrehung mit Sperrhaken versehen, zum Stillstehen veranlaſst worden wären. Ein Nacheilen des Kahns ergab sich indessen nicht. Ein solches ist übrigens für längere Dauer auch nicht wahrscheinlich, weil beim Nacheilen der Wasserstoſs das Schiff treffen und auf dasselbe als festen Körper, welcher dem Stoſs gröſseren Widerstand entgegensetzt als eine gleich groſse bewegliche Wassermasse, daher auch einen gröſseren Teil der lebendigen Kraft des Wassers aufnimmt, beschleunigend einwirken würde.

Fig. 43.



Die vier Flügel standen mit vier in den elektrischen Strom eingeschalteten Chronographen in Verbindung, welche die in Fig. 43 dargestellten Linien zeichneten; von diesen lieſsen L_1 und R_1 die Umdrehungen der betreffenden Flügel, entsprechend der Geschwindigkeit des Voreilens, erkennen, während L_2 und R_2 gerade Linien bildeten, da sich die zugehörigen Flügel nicht drehten. Eine fünfte Feder bezeichnete in S die abgelaufenen Sekunden und eine sechste in O die bei der Fahrt angetroffenen Ortszeichen, deren Entfernungen nach der Stromkarte ermittelt wurden. Auf diese Weise lieſs sich die absolute Kahngeschwindigkeit v_s ermitteln, indem der Kahn, wie ein Schwimmer in der Zeit t den Weg s durchfährt. Sonach konnte $v_s = \frac{s}{t}$ aus der Form vorgenannter Linien entnommen werden. Da die Voreilungsgeschwindigkeit $v_v = v_s - v$ ist, wenn v die Wassergeschwindigkeit bezeichnet, ergiebt sich letztere unmittelbar aus

$$v = v_s - v_v, \qquad 23.$$

oder auch

$$v_s = v + v_v \qquad 24.$$

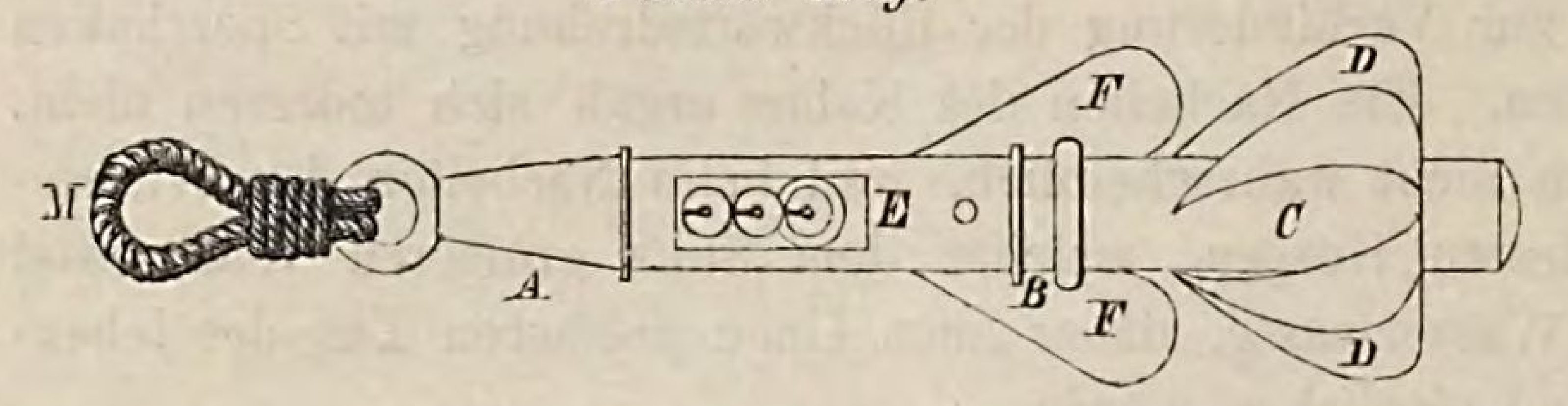
Diese Ergebnisse sind zur praktischen Verwendung besonders wertvoll, indem sich aus einer graphischen Darstellung der Kurven für v_v und v_s, unter Anwendung derselben Abscisse, auch die Wassergeschwindigkeitskurve für die durchfahrene Strecke herstellen läſst und aus dieser die Geschwindigkeiten des Wasserlaufs an jeder Stelle unmittelbar entnommen werden können. Bei einem in Anwesenheit des Verfassers auf der Elbe bei Hernskretschen angestellten Versuche war die Voreilungsgeschwindigkeit in geraden Strecken auf beiden Seiten des Kahns nahezu gleich, während sie in Krümmungen auf der konkaven Seite ab- und auf der konvexen zunahm. Auch plötzliche Profilverengungen veranlaſsten Abnahme, ebenso vorbeifahrende Schiffe auf der denselben zugewendeten Seite.

γ. Eigenartige Flügel. Von hydrometrischen Flügeln mit eigentümlichen Anordnungen sind hier noch zu nennen, wenn sie auch bisher zu Wassergeschwindigkeitsmessungen nur beschränkte Anwendung gefunden haben:

Das Patent-Log. Ursprünglich für seemännische Zwecke konstruiert, läſst sich dasselbe bei Beobachtungen von langer Zeitdauer auch für die Messung von Stromgeschwindigkeiten in Anwendung bringen.

Im wesentlichen ist das Patent-Log folgendermaſsen eingerichtet. AB (Fig. 44) ist ein fester, nicht drehbarer Teil, welcher bei M an eine Leine befestigt wird. Er enthält im Innern das Räderwerk,

Fig. 44.
Patent-Log.



welches durch eine Schraube ohne Ende von dem mit dieser in Verbindung stehenden drehbaren Teil *BCD* in Bewegung gesetzt wird. Zu solchem Zwecke trägt dieser leicht bewegliche Teil fünf Schraubenflächen, welche sich durch den Seitendruck des darüber hinströmenden Wassers umdrehen. Die Zahl der Umdrehungen, bezw. der zurückgelegte Weg wird an den Zifferblättern *E*, deren Zeiger durch das Räderwerk bewegt werden, abgelesen. Die herzförmigen Platten *FF'* sollen das Log horizontal erhalten.

Näheres über diesen Apparat bringt Grebenau in der Deutsch. Bauz. 1874, S. 155. Vergl. auch dieselbe Quelle S. 183.

Hydrometer mit Schall-Leitung. Letztere führte v. Wagner (vergl. dessen im dritten Abschnitt dieses Kapitels genanntes Werk u. Deutsche Bauz. 1880, S. 229) zum Ersatz der elektrischen Leitung ein, um den Leitungsapparat zu vereinfachen und die bei einer elektrischen Leitung bisweilen eintretenden Störungen zu vermeiden. Das Eigenartige dieses Geschwindigkeitsmessers besteht darin, dafs auf dem hinteren Ende der Flügelwelle eine Scheibe mit kleinem Hammer befestigt ist. Dieser Hammer schlägt bei jeder Umdrehung der Welle auf einen Eisenstab, welcher im Innern der die genannte Welle umgebenden Kapsel angebracht ist. Der hierdurch erzeugte Ton gelangt durch einen 2 mm starken, ungeglühten Eisendraht nach dem auf einem Ponton stehenden Resonanzkasten und weiter nach dem Ohr des Beobachters. Das Zählen der Umdrehungen der Flügelwelle erfolgt durch den Beobachter nötigenfalls unter Benutzung eines Zählwerks. Nachteilig erscheint hierbei die bei Messungen von längerer Dauer durch Zählen jeder einzelnen Umdrehung unvermeidliche Ermüdung des Beobachters.

Bei dem auf demselben Prinzip beruhenden Strömungsmesser von Hefs (vergl. Zeitschr. f. Transportwesen und Strafsenbau 1884, S. 314) erfolgt nach 5 Umdrehungen, beim hydrometrischen Flügel von Ertel und Sohn (vergl Zeitschr. f. Instrum. 1887, S. 144—146) nach 50 Umdrehungen je ein Schlag.

Der von Daehr (vergl. Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 110 und Dinglers Polyt. Journ. 1882, S. 292—293) konstruierte Woltman'sche Flügel mit vertikaler Flügelwelle trägt eine horizontale Scheibe mit acht kleinen beweglichen Schaufeln. Der Apparat gestattet, und das ist sein Vorzug, das Messen der Geschwindigkeit des Wassers auch in der Nähe der Oberfläche und Sohle, doch scheint der ungleichmäfsige Gang und die veränderliche Wirkung der acht Schaufeln, von denen in jedem Moment der Drehung nur zwei den Stofs des Wassers aufnehmen, während die übrigen teils aufser Thätigkeit treten, teils der Drehung der Flügelwelle entgegenwirken, ein empfindlicher Nachteil zu sein.

Umdrehungswert der Flügel. Es erübrigt noch, die Beziehung zwischen dem Umdrehungswert des Flügels und der zu messenden Geschwindigkeit zu erörtern. Obwohl die Wassergeschwindigkeit v_x der Umdrehungszahl des Flügels proportional ist, so läfst sich doch der Umdrehungswert, welcher für jeden Apparat verschieden und durch Versuche mittels Fortbewegung desselben in stillstehendem Wasser zu ermitteln ist, nicht genau nach dem Wege, den das Wasser nach der Schraubenganghöhe der Flügel bei einer Umdrehung zurücklegt, berechnen, weil die Reibung zwischen Flügel und Wasser und auch diejenige der Lager und Räder des Apparats bei der Drehung zu überwinden sind, infolge dessen sich der Flügel bei geringen Geschwindigkeiten nicht nur ungleichmäfsig und zwar bald schneller, bald langsamer dreht, sondern auch zeitweise ganz still steht. Beim Ziehen des Flügels während der Versuche in stillstehendem Wasser findet also gewissermafsen ein Schleifen des Flügels durch das Wasser mehr oder weniger statt, und es wird dies auch eintreten müssen, wenn sich der Flügel bei sehr schneller Fortbewegung nicht schnell genug drehen sollte. Die theoretische Ermittelung des Umdrehungswertes würde sich, wenn man von den Reibungswiderständen und sonstigen hindernden Einflüssen absieht, aus der Schraubenganghöhe der Flügel, d. i. aus dem Wege, den das Wasser bei einer Umdrehung zurückzulegen hat, ergeben und zwar aus dem Produkt des Umfangs der Schraube und der Tangente des Neigungswinkels α, den die Flügel mit der Drehungsebene bilden. Hierbei kann der Radius des Flügels, zur Bestimmung des Umfangs der Schraube, nahezu gleich dem Abstande des Mittelpunkts der Flügelfläche von der Drehungsaxe angenommen werden, während der Winkel α bei Flügelflächen, die je eine Ebene bilden, durch letztere und die Axe der Flügelwelle gegeben ist. Da die theoretische Ermittelung indessen nicht genügt, stellt man den Umdrehungswert, den sog. Koefficienten, jedes Flügels durch Versuche fest. Dies geschieht gewöhnlich dadurch, dafs man den Flügel mit einem Fahrzeug in stillstehendem Wasser in einer geraden Linie von der Länge l fortbewegt. Der Wert des Koefficienten ergiebt sich dann für jeden Versuch aus l

dividiert durch die Zahl der Umdrehungen und allgemein aus dem arithmetischen Mittel einer gröfseren Zahl derartiger Versuchsergebnisse. Unter der Annahme, dafs die Geschwindigkeit v_x der Umdrehungszahl n des Flügel proportional ist, setzt man nach Woltman und d'Aubuisson[87])

$$v_x = \beta n, \quad \ldots \quad 25.$$

und betrachtet β als einen konstanten Koefficienten, der für jedes Instrument bestimmt werden mufs. Es hat sich jedoch herausgestellt, dafs der Koefficient zum Teil von der Geschwindigkeit, mit welcher der Flügel durch das stillstehende Wasser bewegt wird, abhängig ist. So z. B. gab der von Grebenau benutzte Flügel für

$v_x =$ 0,20	0,21	0,25	0,40	0,50	1,00	1,50	2,00	m
$\beta =$ 1,9391	1,5480	0,9411	0,6148	0,5730	0,5311	0,5288	0,5263.	

Derartige erhebliche Unterschiede entstehen aus den vorangegebenen Gründen und auch dadurch, dafs das Fahrzeug, auch wenn dasselbe durch Windevorrichtung gezogen wird, keine genau gleichmäfsige Bewegung vollzieht und dafs es bei grofsen Geschwindigkeiten schwierig ist, die Messung genau im Anfangspunkt der Versuchsstrecke l zu beginnen und im Endpunkte derselben abzubrechen. Durch zweckmäfsig eingerichtete hydrometrische Prüfungsanstalten lassen sich die Fehlerquellen wesentlich verringern, vergl. Frank. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 193—196; Schlichting. Deutsche Bauz. 1890, S. 18 und v. Lorenz-Liburnau. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 337—340. Die vorhandenen Resultate für v_x und β weisen darauf hin, dafs jener Flügel zur Messung geringer Geschwindigkeiten nicht empfindlich genug war. Die Änderung des Koefficienten um 0,9980 bei Geschwindigkeiten, welche nur um 5 cm (0,20 und 0,25) voneinander abweichen, kann vorzugsweise nur durch die zeitweise nicht erfolgte Drehung des Flügels während der Versuche veranlafst worden sein.

Der Koefficient β ist hiernach nur verwendbar für Geschwindigkeiten, bei denen ein Stillstehen des Flügels nicht eintritt und trifft genau nur dann zu, wenn die Kahngeschwindigkeit beim Versuch mit der im Wasserlaufe zu messenden Geschwindigkeit ganz übereinstimmt, sodafs der aus den Versuchen abgeleitete Mittelwert für β nur annähernd richtige Resultate liefert. Zur Milderung dieses Mangels führt man einen zweiten Wert α ein und bezeichnet hiermit diejenige Geschwindigkeit, bei welcher sich der Flügel nicht mehr dreht, bei welcher also die Reibung desselben gröfser ist, als die Stofskraft des Wassers und ermittelt für den Koefficienten nach der Form

$$v_x = \alpha + \beta n \quad \ldots \quad 26.$$

die Konstanten α und β aus den Ergebnissen der Versuche nach der Methode der kleinsten Quadrate.

Über den Einflufs der mittleren Fehler von α und β auf die Bestimmung von v_x vergl. Eisenlohr. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 145.

Genauer verfährt man nach Lahmeyer[88]), wenn man

$$v_x = \alpha + \beta n + \gamma n^2 \quad \ldots \quad 27.$$

setzt; für geringe Geschwindigkeiten empfiehlt derselbe $v_x = \alpha + \beta n + \frac{\gamma}{\delta + n^2}$. Bornemann[89]) und Weisbach[90]) befürworten

$$v_x = \beta n + \sqrt{\alpha^2 + \gamma n^2}, \quad \ldots \quad 28.$$

In diesen Ausdrücken hat α dieselbe Bedeutung wie früher; β, γ und δ sind unveränderliche Koefficienten.

Diese Koefficienten werden gewöhnlich dadurch bestimmt, dafs man die vom hydrometrischen Flügel in stillstehendem Wasser mit gewisser Geschwindigkeit durchlaufene Länge l, sowie die beobachtete Zeit Z (in Sekunden) mit der Umdrehungszahl n des Flügels in entsprechende Beziehung bringt. Benutzt man z. B. die Formel $v_x = \alpha + \beta n$, so ist $\frac{l}{Z} = \alpha + \beta n$. Eine längere Versuchsreihe ergiebt dann mittels der Methode der kleinsten Quadrate die Koefficienten α und β.

Vogler giebt im Civil.-Ing. 1872, S. 77 ein Verfahren zur Ermittelung der Koefficienten in fliefsendem Wasser an.

Alle hier angeführten Formeln setzen voraus, dafs die Anzahl n der Umdrehungen, welche der Flügel macht, während er auf eine bestimmte Länge durch stehendes Wasser gezogen wird, immer die-

[87]) Traité d'hydraulique. Paris 1834, S. 173.

[88]) Erfahrungsresultate über die Bewegung des Wassers in Flufsbetten und Kanälen. Braunschweig 1845, S. 53.

[89]) Hydrometrie. Freiberg 1849, S. 104.

[90]) Lehrbuch der Ingenieur- und Maschinen-Mechanik, I. Teil, 5. Aufl. Leipzig 1870, S. 1147.

selbe ist. Versuche haben jedoch gezeigt, dafs die Umdrehungszahl n je nach der Zeit Z, welche während der Bewegung durch jene Strecke vergeht, verschieden ist. Je gröfser Z, je kleiner also die Geschwindigkeit ist, mit welcher der Flügel durch das Wasser gezogen wird, desto geringer fällt n aus. Es ist sonach n auch von der Zeitdauer Z abhängig.

Aus diesen Gründen hat es Grebenau vorgezogen, zunächst die Beziehungen zwischen Zeit und Umdrehungen in der betreffenden Versuchsstrecke aufzusuchen und daraus erst die Geschwindigkeitsformel abzuleiten. Er fand, dafs die Kurve der Umdrehungszahlen (Geschwindigkeiten = Abscissen, Umdrehungszahlen = Ordinaten) eine Parabel ist, was von Grabner auf rein analytischem Wege bestätigt wurde.

In ähnlicher Weise verfuhr Sasse[91]) in seinen Untersuchungen. Doch rühren die in jeder Beziehung eingehendsten Ermittelungen von Exner[92]) her. Er setzt für die Wassergeschwindigkeit v_x den Ausdruck

$$v_x = \sqrt{\alpha^2 + \frac{l^2}{Z^2 n_0^2} n^2}, \qquad \ldots \qquad 29.$$

Hierin hat α die schon mehrfach angegebene Bedeutung; n ist die während der bei der Geschwindigkeitsmessung als Beobachtungsdauer festgesetzten Zeit Z am Apparate abgelesene Umdrehungszahl; l ist die Länge der Versuchsstrecke, in deren Ausdehnung der Flügel durch stehendes Wasser gezogen wird, und n_0 ist die Anzahl der Umdrehungen, welche der Flügel während des Durchlaufens des Abstandes l machen würde, sobald die Bewegung mit sehr grofser Geschwindigkeit geschieht. Offenbar ist für einen bestimmten Apparat und eine bestimmte Versuchsstrecke der Faktor $\frac{l^2}{Z^2 n_0^2}$ konstant, sodafs man auch allgemein setzen kann

$$v_x = \sqrt{\alpha^2 + \beta n^2}, \qquad \ldots \qquad 30.$$

In der Form $v_x^2 = \alpha^2 + \beta n^2$ ist alsdann diese Gleichung zur Behandlung mittels der Methode der kleinsten Quadrate geeignet.

Die Untersuchungen Exners haben auch noch dargethan, dafs man sich der Formel $v_x = \beta n$ unmittelbar bedienen kann, wenn man mit dem hydrometrischen Flügel ausschliefslich grofse Geschwindigkeiten zu messen hat; dafs die Formel $v_x = \alpha + \beta n$ genügend genaue Ergebnisse liefert unter der Voraussetzung, dafs die Koefficienten α und β auf Grund einer hinreichenden Anzahl von Versuchen, bei denen der Apparat mit nicht zu verschiedenartigen, d. h. teils sehr grofsen, teils ganz geringen Geschwindigkeiten durch stillstehendes Wasser bewegt werden darf, sorgfältig ermittelt sind, und unter der Bedingung, dafs die zu messenden Geschwindigkeiten nicht weit aufserhalb der Grenzen der bei den erwähnten Versuchen angewendeten Geschwindigkeiten liegen.

Bei allen diesen Formeln ist angenommen worden, dafs die Zahl der Umdrehungen bei den einzelnen Beobachtungen, von denen jede zweckmäfsig bei Ermittelung der Wassergeschwindigkeit die Dauer von 100 Sekunden umfafst, durch Ablesen vom Zählwerk festgestellt werde. Wird dagegen, wie beim elektrischen Flügel, die Zeit t in Sekunden notiert, welche zur Vollziehung von 100 Umdrehungen des Flügels erforderlich ist, so ergiebt sich die Zahl der Umdrehungen in der Sekunde aus $\frac{100}{t}$, sodafs dann in vorstehenden Formeln statt n zu setzen ist $\frac{100}{t}$.

Die Einzelheiten der Ausführung der Messungen, welche die Rüstungen, die Aufstellung der Pontons, die Befestigungen der Flügelstangen u. s. w. betreffen, hier zu besprechen, würde zu weit führen. Es möge daher auch in dieser Beziehung auf die bereits namhaft gemachten Abhandlungen verwiesen werden.

Die Litteratur über den hydrometrischen Flügel ist reichhaltig. Aufser den schon angegebenen Quellen heben wir an dieser Stelle noch hervor:

Laterrade. Sur la manière de calculer les vitesses au moyen du moulinet de Woltman. Ann. des ponts et chaussées 1858, 1. Sem., S. 121.

Über die Anwendung des hydrometrischen Flügels bei Ermittelung der Wassermenge in den Flüssen. Allg. Bauz. 1863, S. 146.

Grebenau, H. Die internationale Rheinstrom-Messung bei Basel, vorgenommen am 6.—12. Nov. 1867. München 1873, S. 14 (Beschreibung eines von Ertel & Sohn in München angefertigten Flügels).

[91]) Über die Geschwindigkeitsformel des Woltman'schen Flügels. Zeitschr. f. Bauw. 1874, S. 77.

[92]) Über den Gebrauch des hydrometrischen Flügels zur Bestimmung der Wassermenge von Strömen. Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 341. — Vergl auch: Sasse. Zur Geschwindigkeitsformel des Woltman'schen Flügels. Zeitschr. f. Bauw. 1876, S. 433 und Deutsche Bauz. 1879, S. 231.

Sasse. Geschwindigkeitsmessungen mit dem Woltman'schen Flügel. Deutsche Bauz. 1874, S. 484.
Rühlmann. Notizen über Geschwindigkeitsmessungen fliefsender Wässer mittels des Woltman'schen Flügels. Mitt. d. Gew.-Ver. f. Hannover 1873 u. 1874, S. 135.
Offizieller Ausstellungs-Bericht, herausgegeben durch die General-Direktion der Weltausstellung 1873. Mathematische und physikalische Instrumente. Bericht von Lippich, Tinter, Ditscheiner, v. Waltenhofen, Schönberger. Wien 1874, S. 73.
Rühlmann, M. Allgemeine Maschinenlehre. 1. Bd. Braunschweig 1875, S. 133.
Lachner. Deutsche Bauz. 1876, S. 195.
de Kvassay. Note sur le moulinet de Woltman. Ann. des ponts et chaussées 1877, 1. Sem., S. 236.
Dingler's Polyt. Journ. 1878, S. 416—419 und 1882, S. 311—316.
Zeitschr. f. Baukunde 1881, S. 567—574.
Prakt. Masch.-Konstr. 1884, S. 415—417.
Techn. Blätter 1884, S. 1—43.
Schweiz. Bauz. 1887, S. 97.
Wochenbl. f. Baukunde 1887, S. 382—384.

c. Statische Strommesser.

Von derartigen, der Neuzeit angehörigen Apparaten sind zu erwähnen:

α. Die hydrometrische Wage von Czerwenka, bei welcher der Stofs des Wassers auf eine vertikale dünne Blechwand durch Gewichte direkt gemessen werden soll (vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1876, S. 345).

β. Das Hydro-Dynamometer von de Perrodil, bei welchem der Druck des Wassers durch die Torsions-Elasticität eines Metallstabes aufgehoben wird und eine Skala das Ablesen der Gröfse der betreffenden Drehung gestattet, vergl. Ann. des ponts et chaussées 1877, 1. Sem., S. 467.

γ. Der von O. Fennel (vergl. Schiff 1881, S. 176) konstruierte Stromgeschwindigkeitsmesser, bei welchem die Geschwindigkeit eines Flügelrades durch zwei Federn, die der Drehung entgegenwirken, direkt angezeigt wird, die Zuverlässigkeit des Apparats sonach von der nicht konstant bleibenden Federkraft abhängt.

δ. Der selbstaufzeichnende Strommesser von Frank, eine Verbesserung des Brünings'schen, S. 139 genannten Tachometers, bei welchem (vergl. Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 281—284) der Wasserdruck auf eine Scheibe wirkt, deren Zugspirale sich entsprechend ausdehnt, während beim gleichmäfsigen Senken und Heben des Instruments ein Stift auf einer mit Papierband umwickelten Trommel die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve aufzeichnet, deren Abscissen dem Quadrat der Geschwindigkeit des Wassers und deren Ordinaten den Flufstiefen proportional sind.

ε. Der Strömungsmesser von Shaw (vergleiche Engineer 1883, S. 328; Dingler's Polyt. Journ. 1884, S. 11; Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 57—59 und Tijdschr. v. h. Koningl. Instit. v. ing. 1885/86, S. 130—132). Derselbe hat zwei an einer vertikalen Welle in Scharnieren drehbar aufgehängte vertikalstehende Platten, welche, durch ein Lot von 20 kg Gewicht beschwert, vom Messungskahn aus an einem Drahtseil bis zur gewünschten Tiefe gesenkt werden können. Die Platten haben das Bestreben, unter Einwirkung von Federn sich voneinander zu entfernen. Diesem Bestreben entgegen wirkt die Stofskraft des Wassers, welche die Platten demgemäfs mehr oder weniger zusammenführt. Die Wassergeschwindigkeit wird bei dem Apparat selbstthätig nach dem Mafs der durch einen Stift bezeichneten Annäherung beider Platten auf einem durch Uhrwerk bewegten Paraffin-Papierbande gezeichnet. Der Apparat soll selbst die kleinsten Geschwindigkeiten messen, hat aber den Nachteil, dafs der Widerstand, den die Platten der Strömung entgegensetzen, bei kleinen Geschwindigkeiten erheblich und bei grofsen nur unbedeutend ist. Vorteilhaft ist die Selbstregistrierung unter Wasser, die durch Schwimmer jederzeit aufser Thätigkeit gesetzt werden kann, sodafs es bei Beobachtungen nur der Feststellung der Dauer derselben bedarf.

§ 23. Ermittelung der Wassermenge. Die Arten zur Ermittelung der Wassermenge eines Wasserlaufs, d. i. des in der Zeitsekunde durch ein Querprofil desselben abfliefsenden Wasservolumens, umfassen sämtliche Wasserläufe, sind jedoch nach deren Gröfse, Beschaffenheit und Wassermenge sehr verschieden. Während letztere bei kleinen Wasserläufen durch unmittelbare Messung der in geeichten Gefäfsen aufge-

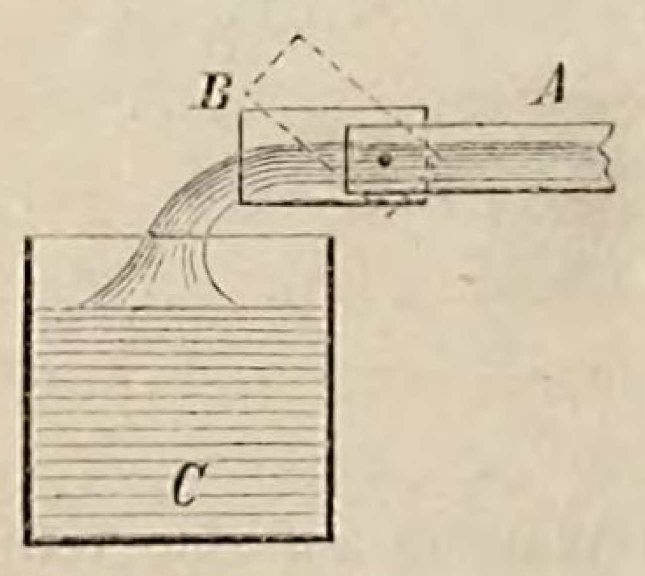
fangenen, oder aus sog. Wassermessern, oder in Wehranlagen abfliefsenden Wassermenge erfolgt, sind in gröfseren Wasserläufen die Arten der Wassermessung aus Querprofil und Geschwindigkeit oder aus Bestimmung desjenigen unregelmäfsigen Wasserkörpers, welcher beim Abflufs durch ein Querprofil in einer Sekunde entsteht, gebräuchlich.

Die verschiedenen Methoden sind nachstehend erläutert, und zwar:

1. Unmittelbare Messung.

Dies Verfahren findet Anwendung, wenn es sich um Messung der aus Quellen und Drains oder in kleinen, natürlichen und künstlichen Gerinnen bei Ent- und Bewässerungs-, sowie bei Mühlenanlagen und Wasserleitungen abfliefsenden Wassermenge handelt.

Fig. 45.



Man führt zu diesem Zweck aus dem fraglichen Wasserlauf das Wasser durch ein Gerinne A (Fig. 45) dem Eichgefäfse C zu und beobachtet an einer Sekundenuhr die Zeit, in welcher es gefüllt wird. Damit man das Wasser beliebig in das Eichgefäfs oder neben dasselbe fliefsen lassen kann, ist am vorderen Ende des Gerinnes eine um einen Bolzen bewegliche Klappe B angebracht. Die sekundliche Wassermenge ist dann

$$Q = \frac{Q_1}{t}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad 31.$$

wenn Q_1 das im Gefäfs gesammelte Wasservolumen und t die Zeit der Ansammlung desselben in Sekunden bezeichnen. Die Messung erfordert Beharrungszustand im Wasserzuflufs. Zur Kontrolle staut man den Wasserlauf durch einen Einbau an und erkennt dann an der Unveränderlichkeit des gestauten Wasserspiegels, ob der Abflufs dem Zuflufs gleich ist.

2. Messung durch Wassermesser (Wasserzolle).

Die verschiedenartig konstruierten Wassermesser halten das zugeführte Wasser meist in gleichbleibender Höhe und führen das zu messende durch scharf geränderte Öffnungen in einer Seitenwand des Gefäfses mit der von der Druckhöhe h abhängigen Geschwindigkeit

$$v = \sqrt{2gh} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 32.$$

ab. $\sqrt{2g}$ kann bei $g = 9{,}81$ mit 4,43 in Rechnung gestellt werden. Die Druckhöhe h ist bei freiem Ausflusse gleich der lotrechten Tiefe des Schwerpunktes der Ausflufsöffnung unter der Wasseroberfläche des Gefäfses, dagegen beim Ausflufs unter Wasser gleich dem Höhenunterschiede zwischen Ober- und Unterwasser. Die theoretische Ausflufsgeschwindigkeit entspricht der Geschwindigkeit des freifallenden Körpers, wie zahlreiche Versuche bestätigt haben. Die aus dem Querschnitt F der Öffnung abfliefsende Wassermenge Q ist aber nicht $= F.v$, sondern um einen sog. Ausflufskoefficienten μ geringer, daher

$$Q = \mu . F\sqrt{2gh} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 33.$$

Ist die Druckhöhe in der Öffnung nicht überall gleich, so ist allgemein

$$Q = \mu \sqrt{2g} \int dF \sqrt{h} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 34.$$

Der Wert des mit der Druckhöhe wechselnden Ausflufskoefficienten μ ist durch Versuche festzustellen (vergl. die Erörterungen zu 3.).

Von den Wassermessern ist zunächst Weisbach's hydrometrischer Becher zu nennen, welcher im wesentlichen aus einem länglichen Gefäfse mit Boden besteht. In die obere gröfsere Öffnung desselben strömt das zu messende Wasser und aus einer über dem Boden angebrachten kleineren Seitenöffnung, deren Gröfse durch Anbringen verschiedener Wandstücke abgeändert werden kann, fliefst das Wasser aus. Sobald die Druckhöhe sich nicht mehr ändert, kann die Wassermenge berechnet werden. Über Einrichtung des Apparats vergl. Civiling. Bd. I, S. 209.

Ferner sind zu erwähnen Stevenson's selbstwirkender Konsumtions-Messer, betreffs dessen auf Engng. 18. Aug. 1871 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 291 zu verweisen ist, und jene Konsumtions-Messer, welche bei der Abgabe des Wassers aus städtischen Wasserwerken zur Anwendung zu kommen pflegen und bei Besprechung des Wasserwerksbetriebs (Kap. VII) beschrieben sind.

Zu den Wassermessern gehören auch die Vorrichtungen zur Bestimmung der sogenannten Wasserzolle. Bei diesem nur für kleinere Wassermengen verwendbaren Verfahren wird unter gegebenem Drucke der Ausflufs durch mehrere kreisrunde Mündungen gemessen, welche in einer dünnen Wand (meist Blech) ausgeschnitten werden. Die Ausflufsmenge, welche durch eine Öffnung von bestimmtem Querschnitt und unter bestimmtem gleichbleibendem Drucke ausfliefst, ist, da sie ebenfalls gleichbleibt, zum Messen geeignet. Mit Wasserzoll bezeichnet man die Einheit des Mafses und zwar die Wassermenge, welche durch eine kreisrunde Öffnung von 1 Zoll Durchmesser in einer dünnen, senkrechten Wand unter dem möglich kleinsten Druck in 24 Stunden abfliefst.

Der früher gebräuchliche französische Wasser- oder Brunnenzoll (*pouce d'eau*) ist die Wassermenge, welche durch eine 1 (Pariser) Zoll weite Öffnung dann, wenn der Wasserspiegel nur 1 (Pariser) Linie über der obersten Stelle der Öffnung steht, abfliefst. Die Franzosen nehmen an, dafs einem solchen Wasserzoll in 24 Stunden 19,1953 cbm Wasser entsprechen. Der neue französische Wasserzoll liefert dagegen 20 cbm bei einer kreisförmigen Öffnung von 20 mm, sowie bei 30 mm Druckhöhe über dem oberen Rande oder 40 mm über dem Mittelpunkt der Öffnung.

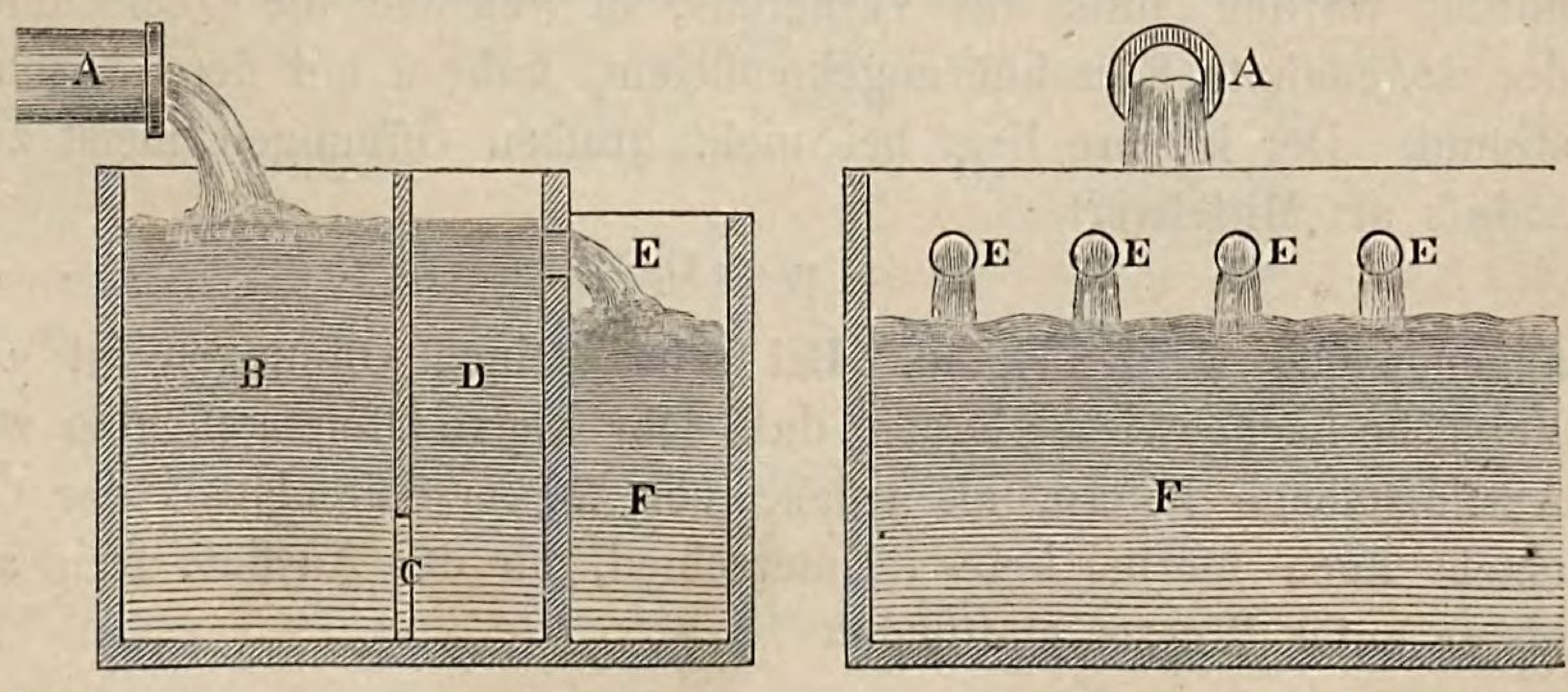
Prony fand, dafs der Ausflufs durch eine 2 cm weite kreisrunde Öffnung in einer 17 mm dicken Wand unter 5 cm Druck über der Mitte der Öffnung in 24 Stunden eine Abflufsmenge von 20 cbm liefert.

Nach Bornemann ergeben sich bei einer Druckhöhe von 26,15 mm über der Mitte der Ausflufsöffnung folgende Ausflufsmengen:

Durchmesser der Öffnung:	26,15	13,08	6,54	3,27	mm,
Wassermenge i. d. Minute:	0,0380	0,00378	0,00098	0,00027	cbm.

Bei den Messungen werden in einer vertikalen Wand verschiedene kreisrunde Öffnungen so angebracht, dafs ihre Mittelpunkte genau in gleicher Höhe liegen, und von diesen so viele geöffnet bezw. mit Korken geschlossen, als nötig ist, um den Wasserspiegel auf der bestimmten Normaldruckhöhe zu erhalten. Die Zahl und Gröfse der Mündungen giebt die Wassermenge nach Wasserzollen. Ein derartiger Apparat ist in Fig. 46 in den Vertikalschnitten dargestellt. Das bei *A* zufliefsende

Fig. 46.
Wassermessung nach Wasserzollen. Vertikalschnitte.



Wasser gelangt in die Abteilung B eines Blechkastens und von hier durch mehrere Öffnungen C in die Abteilung D, in welcher es vollständig zur Ruhe gelangt; durch eine Anzahl bei E angebrachter kreisrunder Öffnungen tritt es in die Abteilung F, aus der dann die Wasserentnahme durch besondere Öffnungen erfolgt. Der Apparat mufs horizontal aufgestellt werden, damit die Druckhöhe für alle Öffnungen E gleich ist. Sobald sich der Zuflufs bei A vermindert, werden die oberen Ränder der Öffnungen E frei; die Zunahme des Zuflusses läfst sich dadurch kontrollieren, dafs man eine weitere, bis dahin noch verschlossene Öffnung entkorkt.

3. Messung in Wehranlagen.

Der Abflufs erfolgt hierbei entweder in Öffnungen eines Wehrs, oder als vollkommener oder unvollkommener Überfall. Das Wehr wird durch eine vertikale dünne Abschlufswand in den Wasserlauf eingebaut und die Wassermenge aus dem abgeflossenen Wasservolumen und den hierbei in Betracht kommenden Faktoren gemessen.

a. Abflufs in Öffnungen.

Hierbei lassen sich gröfsere Wassermengen am sichersten messen, es ist jedoch, ehe mit der Messung begonnen wird, der Beharrungszustand im Wasserzuflufs abzuwarten.

Hat die Öffnung im Wehr den Querschnitt F, beträgt die Druckhöhe, bis zum Schwerpunkt der Öffnung gemessen, h und ist μ der Ausflufskoefficient, so ist die Wassermenge, wie in Formel 33,

$$Q = \mu F \sqrt{2gh} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 35.$$

Kommt im Wasserlauf das Wasser mit einer gewissen Geschwindigkeit an der Ausflufsmündung an, so ist die Druckhöhe h um diejenige Höhe k zu vermehren, welche der Geschwindigkeit entspricht, vergl. Kap. III, § 3.

Bei den bisherigen Versuchen hat sich ergeben, dafs μ nicht nur von der Druckhöhe, sondern auch von der Gröfse und Form der Öffnung abhängt, dafs sehr kleine Öffnungen eine verhältnismäfsig gröfsere Ausflufsmenge liefern, als gröfsere, und dafs der Wert von μ für Ausflufsöffnungen mit frei in die Luft austretendem Wasserstrahl ebenso grofs ist, wie beim Ausflufs unter Wasser. Der austretende Wasserstrahl unterliegt hierbei der sog. Kontraktion, der Zusammenziehung, die sich dadurch erklären läfst, dafs die Wasserfäden an den Rändern der Öffnung nicht in horizontalen, sondern in geneigten Richtungen ausfliefsen, daher einen gröfseren Verlust an Geschwindigkeit und lebendiger Kraft erleiden, als die mittleren in horizontaler Richtung aus der Öffnung fliefsenden Wasserfäden. Durch Messungen des frei austretenden Wasserstrahls ist ermittelt worden, dafs das Verhältnis, in welchem die Querschnittsverminderung erfolgt, der sogenannte Einschnürungskoefficient, nahezu mit dem Ausflufskoefficienten übereinstimmt. Der letztere liegt bei nicht grofsen Öffnungen meist zwischen 0,59 und 0,64, sodafs als Mittelwert

$$\mu = 0{,}62 \quad \ldots \ldots \ldots \quad 36.$$

angenommen werden kann. Bei sehr kleinen Öffnungen ist μ etwas gröfser, indem Versuche nachgewiesen haben, dafs sehr kleine Öffnungen eine verhältnismäfsig gröfsere Ausflufsmenge liefern, als solche von 20 cm Seitenlänge der Öffnung und mehr. Es macht auch hierbei keinen Unterschied, ob der Ausflufs frei, also über Wasser, oder ob er unter Wasser stattfindet.

Am besten eignen sich die Poncelet'schen Mündungen. Dies sind rechteckige, in Blechtafeln ausgeschnittene Öffnungen von mäfsiger Gröfse, welche im Flusse so eingebaut werden, dafs das Wasser unter einer gewissen Druckhöhe ausfliefsen mufs. Für derartige Mündungen sind bei verschiedenen Druckhöhen die Ausflufskoefficienten sehr genau bestimmt. Näheres über die im Jahre 1828 von Poncelet und Lesbros begonnenen, in den Jahren 1829, 1831 und 1834 wieder aufgenommenen grofsen hydraulichen Arbeiten über den Ausflufs des Wassers in Mündungen siehe: Lesbros. Expériences hydrauliques sur les lois d'écoulement de l'eau à travers les orifices rectangulaires verticaux à grandes dimensions. Paris 1851. (Auszug daraus: Civiling. 1857, S. 123) und Meifsner. Hydraulik. Jena 1878, in den §§ 50, 51, 207—212a.

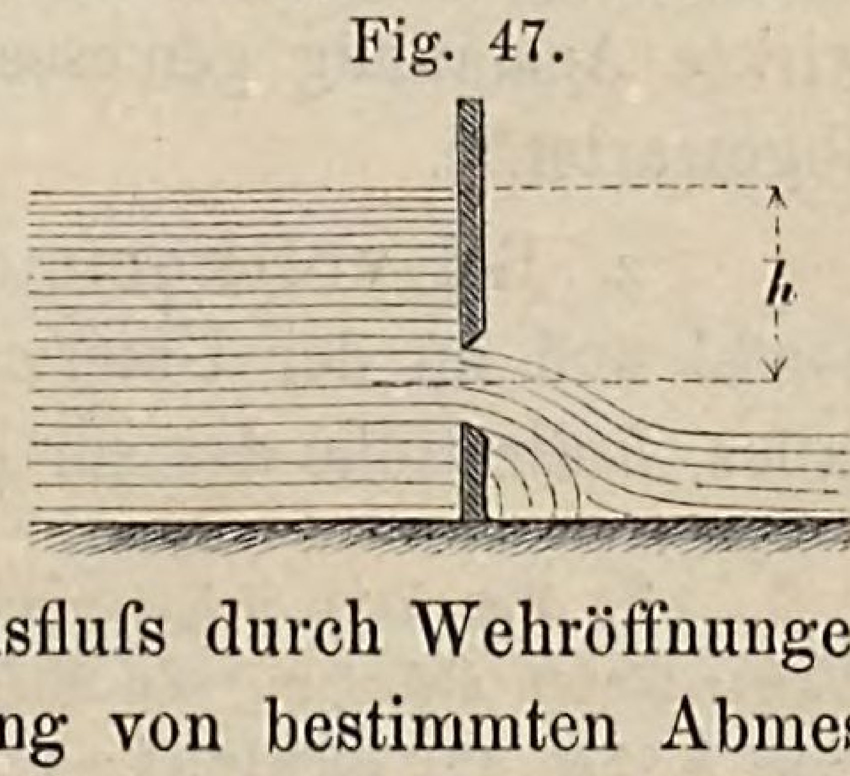
Nach den Versuchen von Poncelet und Lesbros hat μ für Öffnungen von 0,20 und 0,60 m, sowie Höhen von 0,01 bis 0,20 m die in nachstehender Tabelle zusammengestellten Werte, welche bei Formel 33 anzuwenden sind, wenn die Druckhöhe h in derjenigen Entfernung von der Öffnung gemessen wird, in welcher noch keine Senkung des Wasserspiegels stattfindet.

Tabelle der Werte von μ in Formel 33.

h	Breite der Öffnung = 0,20 m						= 0,60 m	
	Höhe der Öffnung. Meter.							
Meter	0,01	0,02	0,03	0,05	0,10	0,20	0,02	0,20
0,01	0,701	0,660	0,630	0,607	—	—	0,644	—
0,02	0,694	0,659	0,634	0,615	0,596	0,572	0,643	—
0,03	0,688	0,659	0,638	0,620	0,600	0,578	0,642	0,593
0,04	0,683	0,658	0,640	0,623	0,603	0,582	0,642	0,595
0,05	0,679	0,658	0,640	0,625	0,605	0,585	0,641	0,597
0,06	0,676	0,657	0,640	0,627	0,607	0,587	0,641	0,599
0,07	0,673	0,656	0,639	0,628	0,609	0,588	0,640	0,600
0,08	0,670	0,656	0,638	0,629	0,610	0,589	0,640	0,601
0,09	0,668	0,655	0,637	0,629	0,610	0,591	0,639	0,601
0,10	0,666	0,654	0,637	0,630	0,611	0,592	0,639	0,602
0,20	0,655	0,648	0,633	0,630	0,615	0,598	0,635	0,605
0,30	0,650	0,644	0,632	0,629	0,616	0,600	0,633	0,607
0,40	0,647	0,642	0,631	0,628	0,617	0,602	0,631	0,607
0,50	0,644	0,640	0,630	0,628	0,617	0,603	0,630	0,607
0,60	0,642	0,638	0,630	0,627	0,617	0,604	0,629	0,607
0,70	0,640	0,637	0,629	0,627	0,616	0,604	0,628	0,607
0,80	0,637	0,636	0,629	0,627	0,616	0,605	0,628	0,606
0,90	0,635	0,634	0,628	0,626	0,615	0,605	0,627	0,606
1,00	0,632	0,633	0,628	0,626	0,615	0,605	0,626	0,605
1,50	0,615	0,619	0,620	0,620	0,611	0,602	0,623	0,602
2,00	0,611	0,612	0,612	0,613	0,607	0,601	0,620	0,602
3,00	0,609	0,610	0,608	0,606	0,603	0,601	0,615	0,601

Mufs man gröfsere Öffnungen in Anwendung bringen, so sind die Ausflufskoefficienten für dieselben nicht genau bekannt. Deshalb sucht man eine thunlichst vollkommene und vollständige Kontraktion zu erzielen, was man in dickeren Wänden (Fig. 47) dadurch erreicht, dafs man die Ränder der Mündung nach aufsen abschrägt. Alsdann schwankt für die hier in Betracht zu ziehenden Fälle der Wert von μ im Mittel zwischen 0,65 und 0,70; er ist um so gröfser, je kleiner die Druckhöhe und die Höhe der Mündung sind. Die einzubauenden Wände werden meist durch Pfähle gebildet, die man in die Bach- oder Flufssohle einschlägt und gegen welche man Bretter legt.

Fig. 47.

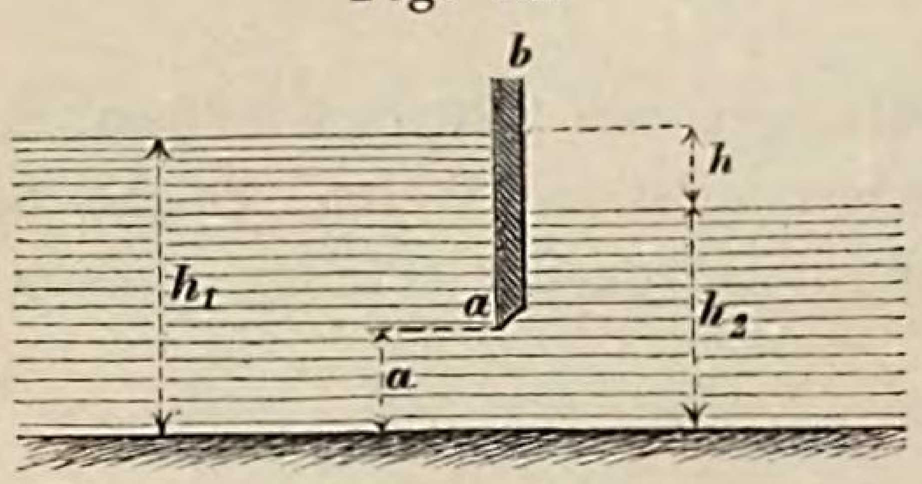


Ähnlich wie beim Wasserzoll nimmt man auch beim Ausflufs durch Wehröffnungen die Wassermenge, welche in einer Sekunde durch eine Öffnung von bestimmten Abmessungen und gegebenem Druck ausfliefst, bisweilen als Einheit oder „Modul" für die

Wassermessung an. Über die in Oberitalien für die dortigen Bewässerungsanlagen üblichen Moduli vergl. Hefs, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 331. Desgl. auch Markus. Das landwirtschaftliche Meliorationswesen Italiens. Wien 1881.

Liegt die Öffnung ganz unter Wasser, dann mufs die Wandkante a (Fig. 48) genau horizontal angeordnet und an der stromabwärts gelegenen Seite abgeschrägt werden. Ist b die Breite und a die Höhe der Öffnung, durch welche das Wasser ausfliefst, ferner $h = h_1 - h_2$ der Höhenunterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser, so ist nach Bornemann (Civiling. 1871, S. 54) die Wassermenge

Fig. 48.



$$Q = \mu\, a\, b \sqrt{2g(h_1 - h_2)}\,, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 37.$$

worin
$$\mu = 0{,}637752 + 0{,}299954 \left(\frac{a}{h_2 - \frac{a}{2}}\right) \quad . \quad 38.$$

Die Versuche, auf welche sich diese Formel stützt, wurden mit 1,006 m breiten Schützöffnungen angestellt. Bornemann hat sodann noch andere Versuche mit einem 0,774 und einem 0,520 m breiten Schütz gemacht und auf Grund derselben die Ausflufskoefficienten eingehender und unter Berücksichtigung der Geschwindigkeitshöhe k des zuströmenden Wassers untersucht, wobei die Formel

$$Q = \mu\, a\, b \sqrt{2g(h_1 - h_2 + k)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 39.$$

zu Grunde gelegt wurde (s. Civiling. 1880, S. 297). Von den verschiedenen Formeln, welche der Genannte hierbei aufgestellt hat, soll nur eine

$$\mu = 0{,}54138 + 0{,}14965 \left(\frac{\sqrt{a}}{h_2 - \frac{a}{2}}\right), \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 40.$$

als für die genannten Fälle ziemlich zutreffend erwähnt werden. Die Bildung einer ganz befriedigenden Formel ist nicht gelungen. Hieraus ergiebt sich, dafs die Wassermessung in Schützöffnungen in Ermangelung von zahlreichen und methodischen bezüglichen Versuchen zur Zeit nur dann zuverlässige Werte liefert, wenn man den Schützen die Einrichtung giebt, welche bei den bislang angestellten Versuchen (über welche Bornemann ausführlich berichtet) getroffen worden ist, und wenn man sich in Betreff der Abmessungen der Schützenvorrichtung und in Betreff der Druckhöhen innerhalb der Grenzen dieser Versuche hält. — Auch bei Anwendung von Poncelet-Mündungen ist in der angegebenen Weise zu verfahren, wenn man genaue Resultate erlangen will.

b. Abflufs in Überfällen.

Man errichtet quer im Bach oder Flufs eine Wand aus starken, durch eingeschlagene Pfähle gestützten Brettern und dichtet dieselbe an den Seiten und an der Sohle sorgfältig mit fettem Thon, mit Moos oder Werg. Auch hier wird, bevor die bewirkte Anstauung gemessen wird, in der Regel der Beharrungszustand im Wasserzuflufs abgewartet.[93]).

α. Bei vollkommenem Überfall (Fig. 49) mufs dessen obere Kante a horizontal und an der Unterwasserseite abgeschrägt sein. Bezeichnet b die Breite des Überfalles, h die Höhe des zur Ruhe gekommenen Oberwasserspiegels über der Überfallkante a,

[93]) Man kann indessen auch die Wassermengen ermitteln, die in einem längeren Zeitraum bei wechselnden Wasserständen abfliefsen. Zu diesem Behuf wird eine Vorrichtung hergestellt, welche die alsdann veränderliche Höhe h (Fig. 49) selbstwirkend aufzeichnet. Näheres siehe Intze. Die bessere Ausnutzung der Gewässer und Wasserkräfte. Berlin 1889. S. 30.

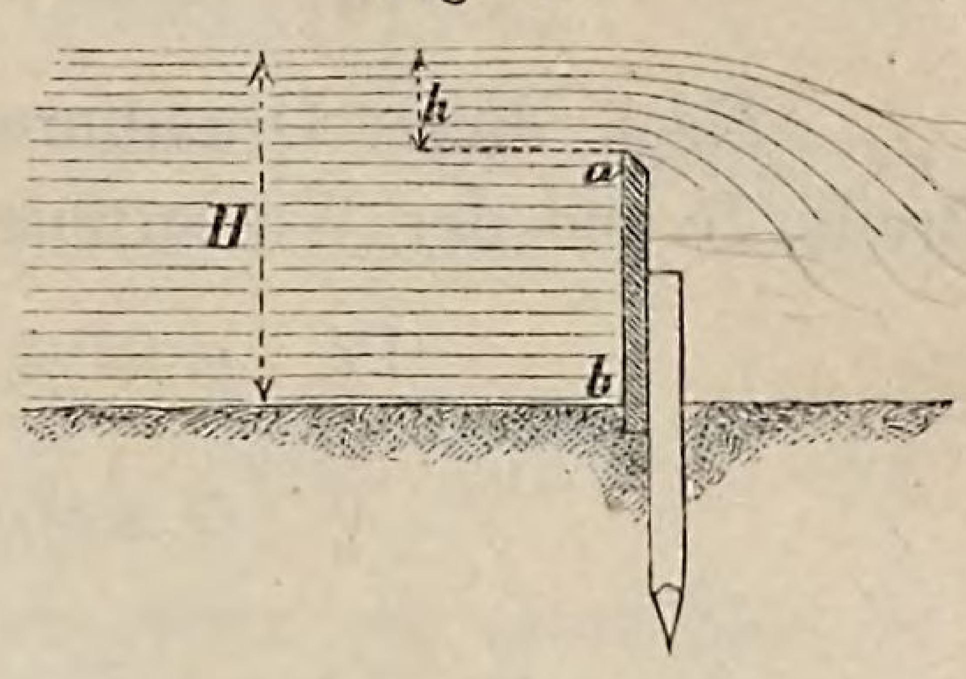
so ist für vollkommene Überfälle (Fig. 49) annähernd nach Dubuat

$$Q = {}^2/_3\,\mu . b\,h\,\sqrt{2\,g\,h}\,. \quad . \quad . \quad . \quad 41.$$

Berücksichtigt man die Geschwindigkeit v, mit welcher das Wasser am Überfall ankommt, so ist

$$Q = {}^2/_3\,\mu . b\,h\,\sqrt{2\,g\Big(h + \frac{v^2}{2\,g}\Big)}\,. \quad . \quad . \quad 42.$$

Fig. 49.



Der Koefficient ${}^2/_3\,\mu$ ist im Mittel zu 0,443 anzunehmen.

Genauer ist nach Weisbach

$$Q = {}^2/_3\,\mu . b\,h\,\sqrt{2\,g\,h}\,\Big(1{,}041 + 0{,}3693\,\Big(\frac{h}{H}\Big)^2\Big), \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 43.$$

wenn H die Tiefe des Oberwassers bezeichnet. Darin ist im Mittel $\mu = 0{,}48$ zu setzen.

Bornemann empfiehlt (Civiling. 1870, S. 291 u. 375), da μ nicht konstant, sondern vom Verhältnis $\frac{h}{H}$ abhängig ist,

$$Q = b\,h\,\sqrt{2\,g\,h}\,\Big(0{,}54593 - 0{,}091893\,\Big(\frac{h}{H}\Big)^{1/2}\Big). \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 44.$$

Führt man die Geschwindigkeit v des Wassers vor dem Überfall ein, so ist noch genauer

$$Q = b\,h\sqrt{2\,g}\,\Big(h + \frac{v^2}{2\,g}\Big)^{3/2}\Big(0{,}640204 - 0{,}286217\,\Big(\frac{h}{H}\Big)^{1/2}\Big) \quad . \quad . \quad . \quad 45.$$

Hier, wie in den folgenden Fällen ist h bezw. H nicht unmittelbar am Einbau $a\,b$, sondern in einiger Entfernung (mindestens 1 m) oberhalb desselben zu messen.

Neue Versuche zur Ermittelung des Wertes von μ sind im Jahre 1887 durch Frese in der Herrenhäuser Schiffsschleuse bei Hannover angestellt und in der Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, No. 49—52 unter Bezugnahme auf die bisherigen anderweitigen Versuche und Angabe aller litterarischen Quellen eingehend erörtert worden. Die Schleusenkammer war durch eine angebaute, feste, mit verschliefsbaren Öffnungen verschiedener Gröfse versehenen Querwand in zwei Teile zerlegt, von denen der obere als Zulaufkanal, der untere aber als Mefsbehälter diente. Frese entwickelt aus den tabellarisch mitgeteilten, zum Teil graphisch dargestellten Ergebnissen seiner Versuche und denjenigen anderer Forscher für die Formeln zur Berechnung der bei vollkommen scharfkantigen Überfällen abfliefsenden Wassermengen neue Werte für den Ausflufskoefficienten μ, die teilweise zu neuen Gesichtspunkten führen, teilweise das bekannte Gesetz bestätigen, nach welchem sich der Wert von μ mit der Breite und der Höhe h des überfallenden Wasserstrahls gesetzmäfsig ändert, so zwar, dafs derselbe mit der wachsenden Breite zu- und mit der wachsenden Höhe abnimmt. Den gröfsten Wert erreicht μ, wenn die Breite des Wehrs mit der Breite des Zulaufkanals übereinstimmt. Bei derartigen Überfällen, bei denen eine Seitenzusammenziehung des Strahls nicht stattfindet, wird für den Fall eines unendlich tiefen Zulaufkanals $\mu = M_0$ und zwar:

$$\text{I.}\quad M_0 = 0{,}6150 + \frac{0{,}0021}{h}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 46.$$

bei einer Kanaltiefe H dagegen wird $\mu = M$, und zwar:

$$\text{II.}\quad M = \Big(0{,}6150 + \frac{0{,}0021}{h}\Big)\Big[1 + 0{,}55\,\Big(\frac{h}{H}\Big)^2\Big] \quad . \quad . \quad . \quad 47.$$

Bei Überfällen mit seitlicher Zusammenziehung des Strahls, bei denen die Überfallbreite b geringer ist, als die Breite des Zulaufkanals, ist für sehr grofse Abmessungen des letzteren der Ausflufskoefficient:

$$\text{III.}\quad \mu_0 = 0{,}5755 + \frac{0{,}017}{h + 0{,}18} - \frac{0{,}075}{b + 1{,}20} \quad \ldots\ldots\ldots\ 48.$$

Nach dieser Grundformel wird der Koefficient in einem Zuflufskanal von der Breite B und der Wassertiefe H:

$$\text{IV.}\quad \mu = \mu_0 \left[1 + \left(0{,}25 \left(\frac{b}{B}\right)^2 + \zeta^1\right) \left(\frac{h}{H}\right)^2\right], \quad \ldots\ldots\ 49.$$

$$\text{V.}\quad \zeta^1 = 0{,}025 + \frac{0{,}0375}{\left(\frac{h}{H}\right)^2 + 0{,}02} \quad \ldots\ldots\ldots\ 50.$$

Diese Formeln sind zwar nach Frese nicht unanfechtbar, sollen aber mit der Erfahrung hinreichend gut übereinstimmen.

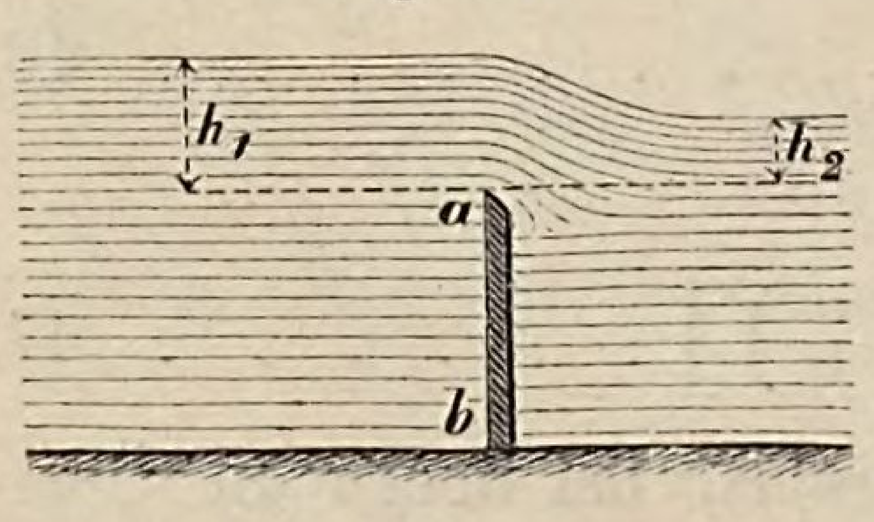
Die Formel I. schliefst sich im allgemeinen derjenigen Formel gut an, welche Bazin auf Grund ausgedehnter Versuche im Jahre 1886 zu dem Zweck, den Ausflufskoefficienten an Überfällen über die ganze Breite des Zulaufkanals zu bestimmen, ermittelt hat (vergl. Ann. des ponts et chaussées 1888, Oktober, S. 447 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 513). Die Formel lautet:

$$\mu = 0{,}6075 + \frac{0{,}0045}{h}, \quad \ldots\ldots\ldots\ 51.$$

Bazin hat die Versuche demnächst auch (vergl. Ann. des ponts et chaussées, Januar 1890, S. 9 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 880) auf Überfälle mit geneigter Wehrwand und auf solche mit verbreiterter und abgerundeter Wehrkrone ausgedehnt, hierbei Vergleiche zwischen diesen und dem Normalüberfall (senkrechte Wehrwand mit scharfer Überfallkante) angestellt und auch die Gestalt des Überfallstrahls, sowie die Pressungen und Geschwindigkeiten in demselben bestimmt. Aus den Versuchen ergiebt sich u. a. der Einflufs, den die Neigung der Wehrwand auf den Ausflufskoefficienten ausübt. Bezeichnet φ den Neigungswinkel der sowohl stromauf- als auch stromabwärts geneigten Wehrwand, so nehmen die abfliefsenden Wassermengen bei gleicher Wehrhöhe und gleicher Wasserdruckhöhe über der Wehrkante im Vergleich mit der senkrechten Wehrwand mit dem Winkel φ zu, doch ist dies für die stromabwärts geneigte Wehrwand nur bis zur Gröfse des Winkels φ annähernd gleich 153° der Fall. Aus dem Verhältnis des Ausflufskoefficienten $\frac{\mu_1}{\mu}$ für geneigte (μ_1) bezw. senkrechte Wehrwände ist festgestellt worden, dafs dies Verhältnis zwar bei gleicher Wehrhöhe von der Druckhöhe unabhängig ist, dafs aber die Werte $\frac{\mu_1}{\mu}$ mit bis zu annähernd 153° wachsendem φ zunehmen und sich mit abnehmender Wehrhöhe immer mehr der Einheit nähern, dafs also die bei geneigten Wehren überfliefsenden Wassermengen mit abnehmender Wehrhöhe den bei senkrechten Wehren überfliefsenden immer näher kommen.

β. Bei unvollkommenem Überfall (Fig. 50) ist die horizontale Kante a ebenfalls an der Unterwasserseite abzuschrägen. Für nicht zu breite Überfälle ist nach Lesbros, wenn wieder b (Fig. 50) die Breite des Überfalles, h_1 die Höhe des Oberwasserspiegels, h_2 jene des Unterwasserspiegels über der Überfallkante bezeichnet

Fig. 50.



$$Q = \mu\, b\, h_1 \sqrt{2 g (h_1 - h_2)}. \quad \ldots\ldots\ 52.$$

Der Ausflufskoefficient μ schwankt zwischen 0,295 und 0,605 und beträgt im Mittel 0,45.

Nach Bornemann (an der oben erwähnten Stelle) ist genauer und auch gröfseren Überfallbreiten entsprechend bei unvollkommenem Überfall ohne Seitenkontraktion

$$Q = b\sqrt{2g(h_1 - h_2) + v^2}\left[0{,}2162\left(h_1 - h_2 + \frac{v^2}{2g}\right) + 0{,}9026\,h_2\right], \quad \ldots \quad 53.$$

worin wieder v die Geschwindigkeit des dem Überfall zuströmenden Wassers bezeichnet.

Spätere Untersuchungen Bornemann's (Civiling. 1876, S. 87) ergaben für unvollkommene Überfälle mit bedecktem Strahl:

$$Q = \left[0{,}2340\text{-}0{,}0742\sqrt{\frac{h_1-h_2}{b}} + 0{,}0615\left(\frac{h_1}{h_2}\right)^2\right] b\left[2\left(h_1 + \frac{v^2}{2g}\right) + h_2\right]\sqrt{2g(h_1-h_2)+v^2}, \quad . \quad 54.$$

für unvollkommene Überfälle mit deutlichem Wellenthal, bei denen die Druckhöhe h_2 im tiefsten Punkt des Wellenthales gemessen wird:

$$Q = \left[0{,}1796\text{-}0{,}0109\sqrt{\frac{h_1-h_2}{b}} + 0{,}0329\left(\frac{h^2}{h^1}\right)^2\right] b\left[2\left(h_1 + \frac{v^2}{2g}\right) + h_2\right]\sqrt{2g(h_1-h_2)+v_2} \quad . \quad . \quad 55.$$

Über Messungen der in Wehranlagen abfließenden Wassermengen sind in „Hydrodynamik von von Wex, Leipzig 1888", in welchem derselbe neue Formeln entwickelt, die wertvollen Ergebnisse der neueren Beobachtungen in Amerika, Österreich und Italien in 5 Tabellen mitgeteilt worden. Ferner ist betreffs der Litteratur über Wassermessung in Wehranlagen zu verweisen auf:

Hirt, G. A. Über die Berechnung der Wassermengen bei Überfällen. Bull. de Mulhouse 1846, Tome 19, S. 233. Polyt. Centralbl. 1847, S. 202.

Boileau. Sur le jaugage des cours d'eau. Comptes rendus, Tome 25, S. 6. Polyt. Centralbl. 1847, S. 1073.

Francis, J. B. Lowell hydraulic experiments, being a selection from experiments on hydraulic motors, on the flow of water over weirs and in canals of uniform rectangular section and of short length, made at Lowell, Massachusetts. Boston 1855.

Bornemann, K. R. Auszug hieraus: Civiling. 1856, S. 163.

Clarinval. Messung der Wassermenge durch Überfälle mit scharfer Kante. Ann. des min. 5. Serie, Vol. 12, S. 517. Polyt. Centralbl. 1858, S. 537.

Schneider. Mitteilungen über die Messung des Aufschlagwassers für das Kropfrad in der Sägemühle des Herrn Hohlfeld in Schandau. Civiling. 1859, S. 231.

Michal. Sur les jaugages des eaux courantes au moyen des deversoirs. Ann. des ponts et chaussées 1870, 2. Sem., S. 387.

Bornemann, K. R. Versuche über den Ausflufs des Wassers bei breiten Überfällen. Civiling. 1870, S. 291 u. 375.

Derselbe. Versuche über den Ausflufs unter Wasser bei Schützen. Civiling. 1871, S. 45.

Derselbe. Weitere Versuche über den Ausflufs unter Wasser über die ganze Wand. Civiling. 1876, S. 87.

Fanning. Water supply engineering. New-York 1877, Kap. XIV. (Beachtenswert ist namentlich ein S. 296 beschriebenes Instrument — *hook gauge* —, welches eine genaue Einmessung der Wasserspiegel ermöglicht.)

Bornemann. Über den Ausflufs bei Schützen und schützenartigen Mündungen. Civiling. 1880, S. 297.

Ann. des ponts et chaussées 1888, II. S. 393.

Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1889, S. 513 und 1890, No. 49—52.

Keller. Die hydrometrische Versuchsanstalt bei Santhia in Italien. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 101-104.

4. Messung aus Querprofil und Geschwindigkeit.

Zur Ermittelung der Wassermenge $Q = F.v$ berechnet man zunächst aus dem nach der Peilung mafsstablich aufgetragenen Querprofil den Flächeninhalt desselben und bestimmt sodann die Geschwindigkeit des Wassers im Querprofil entweder durch Geschwindigkeitsformeln, oder durch direkte Geschwindigkeitsmessungen. Geschwindigkeitsformeln werden für generelle, Geschwindigkeitsmessungen für spezielle Ermittelung der Wassermenge verwendet.

a. Generelle Ermittelung der Wassermenge (Geschwindigkeitsformeln).

In den bekannten Geschwindigkeitsformeln sind zur Ermittelung der mittleren Profilgeschwindigkeit (vergl. § 26 unter 2.) nicht nur Gefälle J und hydraulische Tiefe R,

sondern auch die Widerstände, welche das Wasser beim Abflufs zu überwinden hat, im Koefficienten c berücksichtigt. Der Wert von c ist nach derjenigen Geschwindigkeitsformel, welche für den vorliegenden Fall am zuverlässigsten erscheint, zu ermitteln und es ergiebt sich dann aus diesem, sowie aus den durch örtliche Messungen festgestellten Werten von R und J annähernd die mittlere Geschwindigkeit $v = c\sqrt{RJ}$ und aus $Q = F.v$ die gesuchte Wassermenge. Hierbei läfst sich der Wert von R, wenn auch nicht ganz, so doch annähernd genau ermitteln, während dies bezüglich der Ermittelung des Gefälles, namentlich wenn dieses gering ist, nicht der Fall sein kann (vergleiche § 19).

Annähernde Ergebnisse lassen sich auch erreichen, wenn die mittlere Profilgeschwindigkeit v (vergl. § 26 unter 7.) aus der gröfsten Oberflächengeschwindigkeit v_{0z} ermittelt wird, doch ist hierzu schon die Verwendung von Geschwindigkeitsmessungen erforderlich. Nach v. Wagner (siehe dessen hydrologische Untersuchungen, S. 34) ist

$$v = 0{,}67\, v_{0z} + 0{,}027\, v_{0z}^2.$$

Zu dieser Formel gelangt der genannte Verfasser durch Benutzung einer grofsen Zahl von Messungen in Bächen, Kanälen, Flüssen und Strömen, bei denen sonach die Abflufsverhältnisse sehr verschiedenartige sind. So wechselt die Breite der Wasserläufe am Wasserspiegel zwischen 1,6 bis 425 m, die mittlere Tiefe zwischen 0,23 bis 5,894 m, die gröfste Oberflächengeschwindigkeit zwischen 0,263 bis 2,785 m und die mittlere Geschwindigkeit zwischen 0,178 bis 2,009 m. Trotz dieser Unterschiede schwankt das Verhältnis der mittleren Geschwindigkeit zur gröfsten Oberflächengeschwindigkeit, also $\frac{v}{v_{0z}}$, nur zwischen den Grenzen 0,667 bis 0,775. Trägt man die verschiedenen Werte von v_{0z}, welche sich aus den 24 benutzten Messungen ergeben, als Abscissen, die Werte v als Ordinaten auf und verbindet die Endpunkte der letzteren durch eine Kurve, so fallen 17 Messungsresultate ganz oder nahezu in diese Kurve, während die übrigen 7 nur um durchschnittlich 4% von der Kurve abweichen. Die so konstruierte Kurve stellt sich annähernd als eine Parabel zweiten Grades dar. Die Parabel geht durch den Anfangspunkt der Koordinaten und hat die Gleichung:

$$y = ax + bx^2.$$

Die Werte von a und b sind durch Einsetzung der betreffenden Zahlenwerte der von zwei am weitesten auseinanderliegenden Koordinaten in vorstehende Formel ermittelt, und ergaben $a = 0{,}67$ und $b = 0{,}027$.

Nachträglich (vergl. Deutsche Bauz. 1882, S. 480) wurden jedoch die Werte nach der Methode der kleinsten Quadrate unter Benutzung sämtlicher Messungsresultate = 0,705 bezw. 0,01 ermittelt, sodafs die v. Wagner'sche Formel nunmehr

$$v = 0{,}705\, v_{0z} + 0{,}001\, v_{0z}^2 \quad \ldots\ldots \quad 56.$$

lautet, wobei die durchschnittliche Abweichung von den gemessenen Geschwindigkeiten nur nahezu 3% beträgt. Dagegen hat de Koning (vergl. Deutsche Bauz. 1883, S. 84) aus einer grofsen Zahl von Messungen im Rhein, in der Waal, Yssel und Maas (s. Tijdschrift van het kon. Inst. van Ing. 1879—1880) für gröfste Geschwindigkeiten von 0,54 bis 2,16 m nach der Formel

$$y = ax + bx^2 \quad \ldots\ldots \quad 57.$$

den Wert $a = 0{,}82$ und $b = -0{,}04$ gefunden, wobei unter 105 Beobachtungen 64 Messungsresultate und zwar nur bis 4% von den durch Rechnung ermittelten Werten abweichen. Beide Formeln können indessen selbstverständlich nur annähernde Ergebnisse liefern.

Dasselbe ist der Fall bezüglich der v. Wagner'schen Untersuchungen über das Verhältnis der mittleren Geschwindigkeit zur Oberflächengeschwindigkeit in jeder einzelnen Vertikalen, also $\frac{v}{v_0}$, sowie über die Tiefe, in welcher die mittlere Geschwindigkeit in dieser Vertikalen vorhanden ist. Nach 100 zuverlässig gemessenen Geschwindigkeitskurven des Rheins, der Donau, Elbe, Weser und Ocker beträgt das arithmetische Mittel $\frac{v}{v_0} = 0{,}838$ und dieses stimmt nahezu mit dem Mittelwert 0,835 überein, den Ingenieure der Schweiz aus 200 gemessenen Kurven abgeleitet haben. Die Messungsergebnisse zeigten jedoch im ersten Falle, dafs der Wert mit der Zunahme von v_0 und der Zunahme des Wasserstandes wächst, und zwar derartig, dafs $\frac{v}{v_0} = 0{,}80$ bei v_0 bis zu 0,7 m, $\frac{v}{v_0} = 0{,}85$ bei $v_0 > 0{,}7$ bis $v_0 = 1{,}2$ m und $\frac{v}{v_0} = 0{,}90$ bei $v_0 > 1{,}2$ bis $v_0 = 3$ m anzunehmen ist.

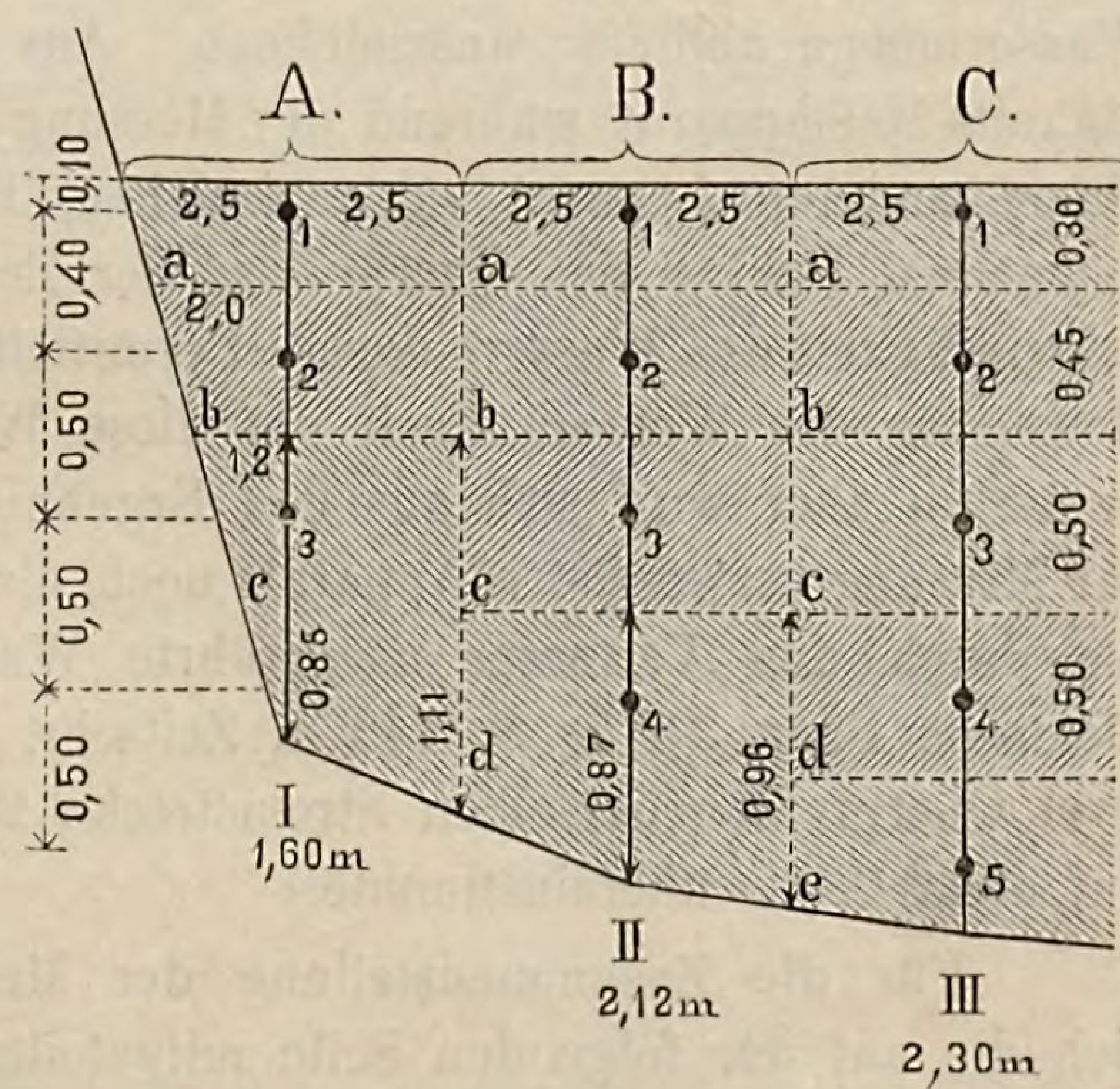
Die Tiefe, in der die mittlere Geschwindigkeit in der Vertikalen vorhanden ist, wurde als arithmetischer Mittelwert aus 64 Beobachtungen = 0,5966 der Wassertiefe unter der Oberfläche gefunden, sie schwankt jedoch für die verschiedenen Wasserläufe innerhalb der Grenzen 0,580 bis 0,620 der Wassertiefe.

b. Spezielle Ermittelung der Wassermenge (Geschwindigkeitsmessungen).

In dem durch Messung der Geschwindigkeit des Wassers im Querprofil erlangten Wert sind die beim Abflufs eintretenden Widerstände bereits eingeschlossen. Der Wert der mittleren Geschwindigkeit des Querprofils läfst sich indessen nicht unmittelbar messen, ist vielmehr aus Einzelmessungen der in zahlreichen Punkten des Querprofils gemessenen Geschwindigkeiten abzuleiten. Je gröfser die Zahl dieser Messungspunkte sein kann, um so genauer ist zwar die abfliefsende Wassermenge zu bestimmen, jene Zahl wird aber durch praktische Rücksichten je nach Breite, Tiefe und Gefälle des Wasserlaufs und auch je nach der Zeit der Messung begrenzt. Ganz genaue Ergebnisse liefert auch diese Art der Wassermessung nicht, weil sie ebenfalls mit Fehlern behaftet ist, welche sich durch die unvermeidlichen Ungenauigkeiten bei Messung der Breiten und Tiefen des Querprofils und namentlich wegen des häufigen Wechsels der Geschwindigkeit nicht nur in den verschiedenen Messungspunkten, sondern auch, als Folge der pulsierenden Bewegung des Wassers, in ein und demselben Messungspunkte nicht verhindern lassen. Dazu kommt noch, dafs die an einem Punkt gemessene Geschwindigkeit stets als mittlere Geschwindigkeit für eine gröfsere Fläche des Querprofils angenommen werden mufs, während in Wirklichkeit in den Einzelpunkten dieser Fläche verschiedene Geschwindigkeiten vorhanden sind, sowie auch, dafs sich beim Wechsel des Wasserstandes während der Messung die Geschwindigkeiten ändern und diese Änderungen bei der Zurückführung auf einen bestimmten Wasserstand nur schätzungsweise berücksichtigt werden können. Trotzdem wird, wie aus Vergleichung der nach verschiedenen Mefsverfahren ermittelten Ergebnisse geschlossen werden kann, der Unterschied nur um wenige Prozente von der Wirklichkeit abweichen, indem sich die Messungsfehler, welche bald negative bald positive Werte darstellen, im wesentlichen ausgleichen.

Bei der Messung ist es zweckmäfsig, das Querprofil mafsstablich auf quadriertem Papier darzustellen, weil man hierdurch den Vorteil erreicht, den Ort der Vertikalen, z. B. I, II, III u. s. w. (Fig. 51), in denen die Geschwindigkeiten in verschiedenen Punkten gemessen werden sollen, derartig zu wählen, dafs die wechselnden Tiefen des Flufsbettes zur Geltung gelangen. Bei grossen Wasserläufen wird man den Abstand der Vertikalen selten unter 5 m, meist wohl mit 10 m und mehr bemessen und sich auch mit Messung der Geschwindigkeiten in je 50 cm voneinander entfernt liegenden Punkten der einzelnen Vertikalen begnügen müssen. Eine Ausnahme bilden nur der oberste und der unterste Messungspunkt in jeder Vertikalen, da die Bestimmung der Geschwindigkeit an der Oberfläche und der Sohle so nahe, als das Messinstrument gestattet, für die Genauigkeit der Ermittelungen unentbehrlich ist. Bei hydrometrischen Flügeln ist eine Eintauchung der Flügelwelle von 10 cm im obersten Messungspunkte der Vertikalen angemessen, während die Entfernung der Flügelwelle von der Sohle von der Beschaffenheit des Bettes abhängt und in jeder Vertikalen durch Versuche festzustellen ist. In jedem

Fig. 51.



Messungspunkt 1, 2, 3 u. s. w. jeder Vertikalen pflegt man die Geschwindigkeit des Wassers dreimal für eine Zeitdauer von je 100 Sekunden zu messen und daraus den Mittelwert festzustellen, vergleiche das Zahlenbeispiel in den nebenstehenden Formularen I. und II.

Durch Halbierung der Längen zwischen den einzelnen Vertikalen wird das Querprofil in Vertikalstreifen A, B, C u. s. w. und durch Halbierung der Höhen zwischen den einzelnen Messungspunkten werden diese Vertikalstreifen in Einzelflächen a, b, c u. s. w. zerlegt, welche eine Wassermenge von $q_1 = \mathfrak{f}'\mathfrak{v}'$, $q_2 = \mathfrak{f}''\mathfrak{v}''$, $q_3 = \mathfrak{f}'''\mathfrak{v}'''$ in der Sekunde abführen, wenn die Flächen mit $\mathfrak{f}'$ $\mathfrak{f}''$ $\mathfrak{f}'''$ und die mittleren Geschwindigkeiten des Wassers in denselben mit $\mathfrak{v}'$ $\mathfrak{v}''$ $\mathfrak{v}'''$ bezeichnet werden, sodafs sich die gesamte im Querprofil abfliefsende Wassermenge:

$$Q = \Sigma(\mathfrak{f}.\mathfrak{v}) = \Sigma(\mathfrak{b}.\mathfrak{t}.\mathfrak{v}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 58.$$

ergiebt.

Die mittlere Geschwindigkeit in jedem einzelnen Vertikalstreifen kann man dadurch finden, dafs man die in den Vertikalen in verschiedenen Tiefen gemessenen Geschwindigkeiten mit den zugehörigen Profilflächen-Elementen multipliziert und schliefslich die Summe dieser Produkte durch die Gesamtfläche des betreffenden Vertikalstreifens dividiert. Hierbei können die Vertikalen verschiedene Entfernungen haben, besser ist es aber, wenn sie gleich entfernt liegen.

Genauer erhält man die mittlere Geschwindigkeit im Vertikalstreifen, wenn man für die Vertikale nach § 26 unter 3. die Vertikalgeschwindigkeitskurve in genügend grofsem Mafsstabe zeichnet, die Fläche derselben ermittelt und durch die zugehörige Wassertiefe dividiert. (Vergl. in dieser Beziehung: Kommissionsbericht über die an der Schwarza in der Nähe des Kaiserbrunnens vorgenommenen Wassermessungen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1866, S. 137.)

Zur Kontrolle der Genauigkeit und Richtigkeit der Wassermengenermittelung ist letztere nicht lediglich auf die Messungen in einem Querprofil zu beschränken, vielmehr auf zwei in derselben Wasserlaufstrecke belegene Querprofile, durch welche dieselbe Wassermenge abfliefst, auszudehnen. Aus dem gleichen Grunde ist auch der Geschwindigkeits-Mefsapparat während der Messung wiederholt einer Prüfung durch Vergleich mit einem anderen Apparat zu unterziehen, indem man durch beide Apparate in ein und demselben Punkte des Querprofils, der Zeit nach unmittelbar hintereinander, die Geschwindigkeit des Wassers daselbst ermittelt. Allerdings läfst sich wegen der pulsierenden Bewegung des Wassers auch auf diese Weise keine ganz sichere Kontrolle ausüben, immerhin aber wird sich aus den Ergebnissen feststellen lassen, ob der Koefficient des zur Messung verwendeten Apparats noch als zutreffend angesehen werden kann. (Vergl. die durch den Verfasser ausgeführte Wassermengenermittelung der Memel bei Tilsit, Deutsche Bauz. 1875, S. 142 u. Zeitschr. f. Bauw, 1877, wobei die Wassermenge in zwei Querprofilen derselben Stromstrecke 236,275 bezw. 237,195 cbm betrug, daher bis auf etwa 0,4% übereinstimmte.)

Für die Zusammenstellung der Messungs- und Rechnungsergebnisse empfehlen sich die auf der folgenden Seite mitgeteilten Formulare.

In Formular I. ist, wenn zu den Messungen ein gewöhnlicher Flügel ohne elektrische Zeichengebung verwendet wird, für Kolonne 5 und 6 nicht die Zeit, welche 100 Umdrehungen des Flügels erfordern, sondern die Zahl der Umdrehungen in 100 Sekunden einzutragen.

I. Geschwindigkeitsmessungen (vergl. Fig. 51).

1. Ort der Messung. Vertikale. No.	2. Ort der Messung. Messungspunkt. No.	3. Tiefe unter Wasserspiegel = Eintauchung der Flügelwelle m	4. Wasserstand während der Messung am Pegel zu . . . m	5. Zeit t bei 100 Umdrehungen des Flügels während der Beobachtungen im einzelnen Sekunden.	6. Zeit t bei 100 Umdrehungen des Flügels während der Beobachtungen im Mittel Sekunden.	7. Umdrehungen n des Flügels in 1 Sekunde $= \frac{100}{t}$ Anzahl.	8. Geschwindigkeit des Wassers in 1 Sekunde vergl. Bemerkungen. m	9. Bemerkungen.
I.	1	0,10	1,86	78 70 74	74	1,351	0,324	Bei dem zu den Messungen verwendeten elektrischen Flügel ist die Geschwindigkeit des Wassers $v = \alpha + \beta . n$ $\alpha = 0{,}031$ $\beta = 0{,}2166$ n = Zahl der Umdrehungen in 1 Sekunde.
„	2	0,50	„	87 81 89	85,67	1,167	0,284	
„	3	1,00	„	117 107 114	112,67	0,888	0,223	
II.	1	0,10	„	55 57 57	56,33	1,776	0,415	
„	2	0,50	„	62 69 66	65,67	1,523	0,330	

u. s. w.

II. Berechnung der Wassermenge (vergl. Fig. 51).

1. Des Flächenteils im Querprofil: Bezeichnung.	2. Des Flächenteils im Querprofil: Inhaltsermittelung.	3. Inhalt im einzelnen qm	4. Inhalt im ganzen qm	5. Des abfliefsenden Wassers: Geschwindigkeit nach Form. I. 8 m	6. Des abfliefsenden Wassers: Menge in der Sekunde im einzelnen cbm	7. Des abfliefsenden Wassers: Menge in der Sekunde im ganzen cbm	8. Bemerkungen.
A. a	$\frac{5 + 4{,}5}{2} . 0{,}3$	1,425		0,324	0,462		
„ b	$\frac{4{,}5 + 3{,}7}{2} . 0{,}45$	1,845		0,284	0,524		
„ c	$\frac{0{,}85 . 1{,}2}{2} + \frac{0{,}85 + 1{,}11}{2} . 2{,}5$	2,960	6,230	0,223	0.220	1,206	
B. a	$5 . 0{,}3$	1,5		0,415			
„ b	$5 . 0{,}45$	2,25		0,33			
„ c	$5 . 0{,}50$	2,5					
„ d							

u. s. w.

Als **Beispiel ausgeführter Wassermessung** ist die in der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, Jahrg. 1882 mitgeteilte Wassermessung in der Elbe bei Altengamm im März 1881 gewählt, weil sie wegen der Vollständigkeit der Angaben als Muster für derartige Arbeiten gelten kann und weil sie, was selten durchführbar ist, die Messung der Hochwassermenge in einem nicht der Überflutung ausgesetzten Querprofile behandelt. F. 1, T. VII zeigt das Querprofil, F. 2 die Geschwindigkeitskurve und F. 3 die Vertikalen. Zu den mehrere Tage dauernden Geschwindigkeitsmessungen wurde von einem ver-

ankerten grofsen Boot aus ein elektrischer Woltman'scher Flügel verwendet und für das nahezu 600 m breite Querprofil der Elbe eine Strecke mit geraden Uferlinien gewählt. Die Vertikalen lagen im allgemeinen in Entfernungen von 20 m, die Messungspunkte in den Vertikalen nahe an der Oberfläche und von hier aus in Höhenabständen von 1 m, bei geringen Tiefen in Abständen von 0,50 m. An jedem dieser Punkte erfolgte eine dreimalige, nötigenfalls auch eine sechsmalige Messung der Geschwindigkeit, indem sich die pulsierende Bewegung des Wassers in bedeutendem Mafse geltend machte. Der Wasserstand zeigte aber während der ganzen Messung — ein seltener Fall bei Hochwasser — nur die geringfügige Änderung von 3 cm. Die zur Berechnung der Wassermengen dienenden Werte sind auf T. VIII eingetragen; hier sei nur wiederholt, dafs die abgeführte Wassermenge mit 3676,3 cbm festgestellt wurde. In F. 2 sind aus den Ergebnissen der Vertikalen die Kurven gleicher Geschwindigkeit, die sog. Isotachen, ferner die Kurven der Oberflächengeschwindigkeit, der gröfsten und mittleren Geschwindigkeit der einzelnen Vertikalen, der mittleren Geschwindigkeit des ganzen Querprofils (vergl. § 26), die Wasserspiegel- und Sohlenlinien und endlich auch die Massenkurven eingetragen, sodafs sich ein übersichtliches Bild von der Unregelmäfsigkeit der Bewegung des Wassers ergiebt. Die Massenkurve schliefst mit der Wasserspiegellinie eine Fläche ein, welche die abgeführte Wassermenge in Kubikmeter darstellt, und zwar entspricht jedes Quadratcentimeter dieser Fläche einer Wassermenge von 10 cbm. Zu bemerken ist noch, dafs in der Vertikalen No. 32 ruhiges Wasser ohne Geschwindigkeit angetroffen wurde und aus diesem Grunde das wirksame Abflufsprofil zwischen den Vertikalen 31 und 32 abgeschlossen werden mufste.

Von Interesse ist die Vergleichung des festgestellten Messungsergebnisses mit den durch Berechnung der Wassermenge nach 10 bekannten Geschwindigkeitsformeln ermittelten Ergebnissen. Am geringsten mit + 4,8 % ist die Abweichung für die Bazin'sche Formel (vergl. § 20); die I. u. II. Hagen'sche ergiebt + 9,9 und + 12,8, die Harder'sche — 17,9, die Grebenau'sche + 20,7, die Eytelwein'sche + 23,1, die Humphreys u. Abbot'sche + 27,3, die Ganguillet u. Kutter'sche + 39,5, die Bornemann'sche + 77,9 und die Gauckler'sche sogar + 113,5 % Abweichung. Anders gestalten sich die Abweichungen für eine in demselben Querprofile bei einem niedrigen Wasserstande ausgeführte Messung, durch welche die Wassermenge mit 447,4 cbm, d. i. mit etwa 1/8 jener Hochwassermenge, ermittelt wurde. Hierbei beträgt die Abweichung für Hagens Formeln I. u. II. nur + 1,8 bezw. + 3,5, für die Eytelwein'sche nur + 3,6, für die Grebenau'sche + 9,2, für alle übrigen Formeln 21,9 bis 44,5 %.

Vorstehende Ergebnisse weisen auf die unbedingte Notwendigkeit von Geschwindigkeitsmessungen in allen denjenigen Fällen hin, in denen es sich um genaue Ermittelung der Wassermenge gröfserer Wasserläufe handelt.

5. Messung des abfliefsenden unregelmäfsigen Wasserkörpers.

Dies Verfahren verlangt die Ermittelung der Geschwindigkeit in zahlreichen Punkten des Querprofils nach Mafsgabe der Erörterungen zu 4., sowie die graphische Auftragung der Ergebnisse in ähnlicher Weise, wie auf T. VII dargestellt ist.

Der Wasserkörper, welcher durch den Abflufs des Wassers in einem Querprofil des Wasserlaufs innerhalb einer Zeitsekunde entsteht, wird durch die Vertikalebene des Querprofils, oben und unten durch die Ebenen der Horizontalgeschwindigkeitskurven im Wasserspiegel bezw. an der Sohle und im übrigen durch eine gekrümmte, unregelmäfsige Fläche begrenzt. Letztere entsteht, wenn man in jedem Punkte des Querprofils die Geschwindigkeit des Wasserfadens daselbst als Ordinate in der Richtung der Strömung aufgetragen und die Endpunkte sämtlicher Ordinaten durch eine Fläche verbunden denkt. Der kubische Inhalt dieses Wasserkörpers, des sog. Geschwindigkeits-Paraboloids, läfst sich nach Culmann[94]) unter Benutzung der Kurven gleicher Geschwindigkeit — Isotachen —, sowie auch nach Harlacher[95]) dadurch berechnen, dafs man ihn in ein Cylinderstück verwandelt und dessen Profilfläche für eine gleichbleibende Länge des Cylinderstücks ermittelt.

[94]) Schmitt, E. Graphische Bestimmung des Wasserquantums in Strömen. Polyt. Journ. Bd. 196, S. 97.

[95]) Harlacher, A. R. Zur Hydrographie Böhmens. Techn. Blätter 1871, S. 101 und Hydrometrische Apparate, 1881.

a. Culmann's Verfahren. Man konstruiert das Geschwindigkeits-Paraboloid und zwar, da die Geschwindigkeitsordinaten aller Wasserfäden nicht gemessen werden können, nur nach den wirklich gemessenen Geschwindigkeitsordinaten, und zerlegt es sodann in Körperzonen, deren jede von zwei vertikalen, in einem gleichbleibenden Abstande e belegenen parallelen, von Kurven gleicher Geschwindigkeit (Isotachen, s. § 26 unter 6.) umschlossenen, die vertikalen Querschnitte des Paraboloids darstellenden Ebenen begrenzt wird. Den Inhalt sämtlicher Körperzonen dieser Art erhält man durch Summierung des Inhalts der zwischen je zwei Isotachen liegenden und aufeinanderfolgenden Körperzonen. Der Inhalt jeder Zone ist nahezu gleich dem Produkte aus der Höhe desselben und dem mittleren Flächeninhalte der beiden Grenzflächen. Sind $\mathfrak{Q}_1\ \mathfrak{Q}_2\ \mathfrak{Q}_3 \ldots \mathfrak{Q}_n$ die Inhalte der einzelnen Zonen, $\mathfrak{F}_1\ \mathfrak{F}_2\ \mathfrak{F}_3 \ldots \mathfrak{F}_n$ die Flächen der Isotachen und $\mathfrak{e}$ die Geschwindigkeitsdifferenz (Äquidistanz) der letzteren, so ist

$$\mathfrak{Q}_1 = \mathfrak{e}\,\frac{\mathfrak{F}_1 + \mathfrak{F}_2}{2},\quad \mathfrak{Q}_2 = \mathfrak{e}\,\frac{\mathfrak{F}_2 + \mathfrak{F}_3}{2},\quad \mathfrak{Q}_3 = \mathfrak{e}\,\frac{\mathfrak{F}_3 + \mathfrak{F}_4}{2},\ \ldots\ \mathfrak{Q}_n = \mathfrak{e}\,\frac{\mathfrak{F}_{n-1} + \mathfrak{F}_n}{2},$$

sonach der Gesamtinhalt oder die Wassermenge des fraglichen Profils

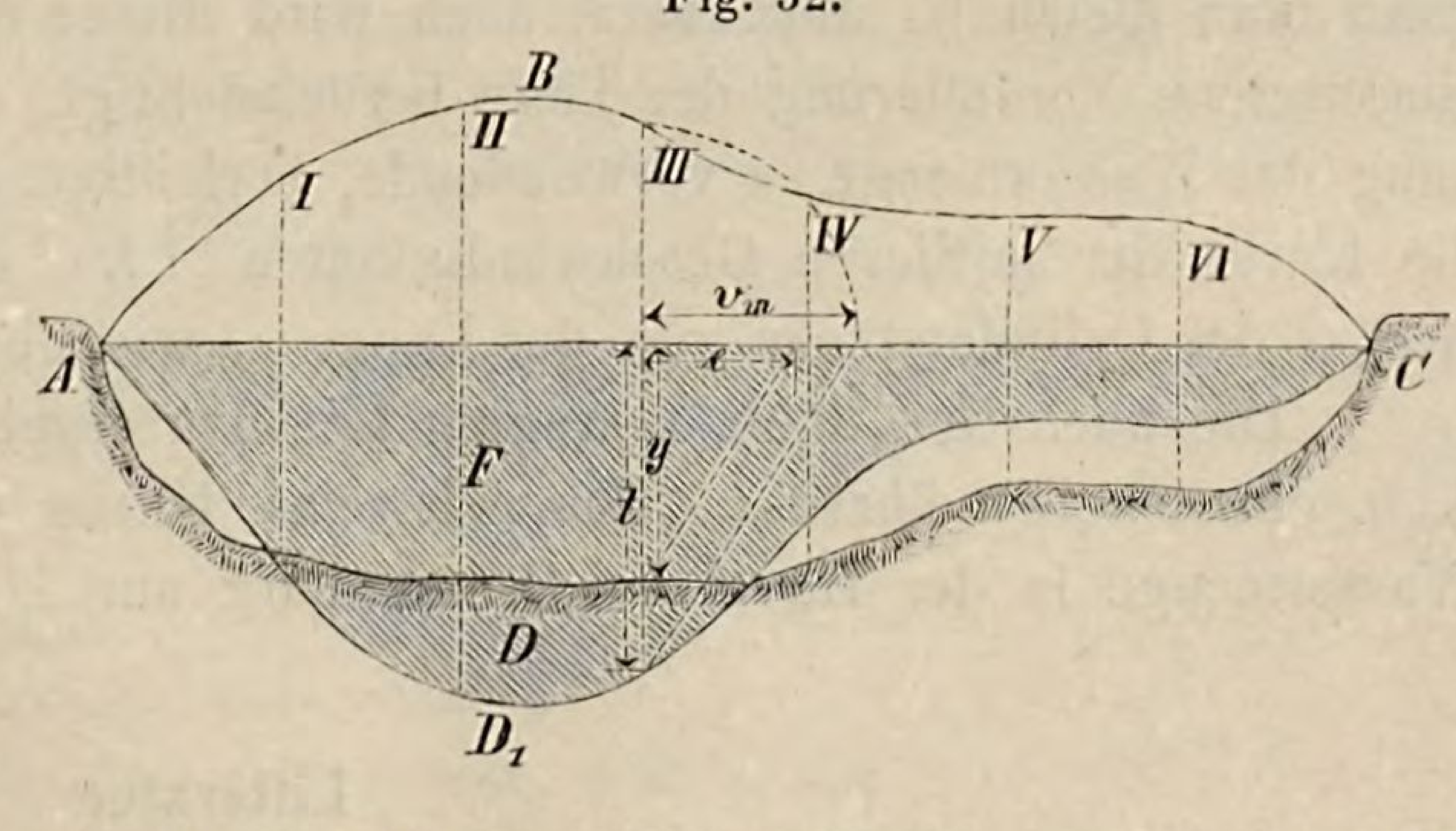
$$Q = \mathfrak{e}\left(\mathfrak{F}_1 + \mathfrak{F}_2 + \mathfrak{F}_3 \ldots \mathfrak{F}_n - \frac{\mathfrak{F}_1 + \mathfrak{F}_n}{2}\right) = \mathfrak{e}\left(\Sigma(\mathfrak{F}) - \frac{\mathfrak{F}_1 + \mathfrak{F}_n}{2}\right)\ .\ .\ .\ 59.$$

Man hat also die Summe sämtlicher Flächen der Isotachen aufzusuchen, dieselben zu addieren, davon die halbe Summe der ersten und letzten Fläche abzuziehen und die Differenz mit dem gleichen Abstande $\mathfrak{e}$ zu multiplizieren. Es ist jedoch der Wert von Q noch um den kubischen Inhalt des gewöhnlich eine Kuppe bildenden vordersten Körperteils des Paraboloids zu vermehren.

Die Flächenbestimmung kann genau genug mittels des Polarplanimeters geschehen und durch aneinandergereihtes Umfahren der einzelnen Isotachen kann sogleich die Summierung vorgenommen werden. Man hat, um die erste und letzte Fläche, sowie die Gesamtsumme aller Flächen zu erhalten, nach Umfahren der ersten, sowie vor und nach dem Umfahren der letzten Isotache abzulesen und die mit dem Fahrstift zu beschreibenden Verbindungslinien zwischen den einzelnen Kurven am Ende rückwärts zu befahren.

b. Harlacher's Verfahren. Aus der Durchdringung zweier Cylinderstücke, deren Querschnitte vom senkrechten Flufsquerprofil und bezw. von einer horizontalen Ebene gebildet werden, welche letztere von der Wasserspiegellinie des Querprofils und der Kurve der mittleren Geschwindigkeiten umschlossen wird, entsteht ein unregelmässiger Körper, welcher die in der Zeiteinheit durch das Flufsquerprofil abfliefsende Wassermenge aufnimmt. Harlacher's Verfahren besteht darin, diesen Wasserkörper in ein Cylinderstück von gleichbleibender Länge e zu verwandeln und die Profilfläche F desselben zu ermitteln. Die durch einen Streifen von der Tiefe y und der Breite dx des Querprofils ADC (Fig. 52) in der Zeiteinheit fliefsende Wassermenge Q ist nämlich:

Fig. 52.



$$d\,Q = v_m\,.\,y\,.\,d\,x = e\,.\,y\,\frac{v_m}{e}\,d\,x.$$

Wenn man mit $t = y \frac{v_m}{e}$ die Ordinaten der Kurve $A\,D_1\,C$ bezeichnet, welche mit der Horizontalen $A\,C$ des Wasserspiegels die schraffierte Fläche F einschliefst, so ergiebt sich $d\,Q = e\,.\,t\,d\,x'$, daher

$$Q = e\int t\,d\,x = e\,.\,F \qquad \text{60.}$$

Alsdann ist F der Querschnitt des gesuchten Cylinderstücks von der Länge e. Die Flufstiefen y erhält man aus dem Querprofil $A\,D\,C$, die Werte von v_m desgleichen aus der Kurve der mittleren Geschwindigkeiten $A\,B\,C$, die Werte von t durch die in Fig. 52 angedeutete Konstruktion. Das Produkt aus dem durch Polarplanimeter zu ermittelnden Inhalt der Fläche F und der Längeneinheit e ist die in der Zeiteinheit durch das Flufsquerprofil abfliefsende Wassermenge. — Das Nähere über das hier kurz besprochene Verfahren findet man in Harlacher. Hydrometrische Apparate und Methoden, S. 27, woselbst auch auf S. 29 eine beachtenswerte Untersuchung über die Ermittelung der Wassermengen unter Voraussetzung eines veränderlichen Wasserstandes mitgeteilt ist, aus welcher hier folgendes angeführt werden möge: Gewöhnlich überträgt man die während der Messung wechselnden Wasserstände auf einen einzigen und zwar auf denjenigen, welcher dem arithmetischen Mittel entspricht. Hierdurch wird aber die Genauigkeit der Ermittelung der Wassermenge beeinträchtigt, da der für die Dauer der Messungen zu Grunde zu legende, wahre mittlere Wasserstand meist ein anderer ist und aus den, in den einzelnen Teilflächen des Querprofils ermittelten Wassermengen $Q_1\,Q_2\,Q_3 \ldots\ldots Q_n$, sowie aus den zugehörigen Wasserstandshöhen $H_1\,H_2\,H_3 \ldots\ldots H_n$ berechnet werden mufs. Man erhält dann den wahren mittleren Wasserstand

$$(H) = \frac{H_1\,Q_1 + H_2\,Q_2 + H_3\,Q_3 + \ldots\ldots H_n\,Q_n}{Q} \qquad \text{61.}$$

Diesen entsprechend sind nun auch die in den einzelnen Teilflächen des Querprofils aus den Messungsergebnissen gefundenen, mittleren Geschwindigkeiten zu berichtigen, und hierfür entwickelt Harlacher die Formel:

$$(v) = v\left[\frac{(h)}{h}\right]^a, \qquad \text{62.}$$

worin (v) die berichtigte, v die aus Messungsergebnissen gefundene, mittlere Geschwindigkeit, (h) die berichtigte Tiefe der einzelnen Teilfläche, h die in derselben während der Messung vorhandene Tiefe und a eine Potenz der Tiefe bezeichnet. Den Exponenten a kann man gleich $^1/_2$ annehmen, doch wird dieser Wert genauer, wenn man die wirklich eingetretene Veränderung der Tiefe berücksichtigt. Auf diese Weise wird die zur Berechnung der Wassermenge zu verwendende, berichtigte Querprofilfläche $A\,D\,C$, Fig. 52, und die Kurve der mittleren Geschwindigkeiten $A\,B\,C$ erhalten, aus denen dann die Fläche $A\,D_1\,C$ des Cylinderstücks von der Länge e, wie oben erörtert wurde, zu konstruieren ist.

Die nach 5. a. u. b. erlangten Messungsergebnisse stimmen nahezu mit den nach 4. b. entwickelten überein. Beispielsweise betrug die Abweichung bei Ermittelung der Wassermenge in der Havel bei Oranienburg nur $1^1/_2\,\%$.

Litteratur

(zugleich Quellenverzeichnis).

Die Litteratur über geodätische und hydrometrische Ermittelungen ist zum Teil schon im Texte angegeben.

Rühlmann, R. Hydrodynamik. Leipzig 1857, S. 277.
Redtenbacher, F. Der Maschinenbau, II. Bd. Mannheim 1863, S. 15.
Lauterburg, R. Hydrometrische Beobachtungen der Schweiz. Bericht vom 31. Dezember 1866. Bern 1867.

Weisbach, J. Vergleichende hydrometrische Messungen mittels eines hydrometrischen Flügelrades, einer gröfseren rektangulären Ausflufsmündung und eines gröfseren über die ganze Wand weggehenden Überfalles. Civiling. 1867, S. 317.
Hartmann. Beschreibung der speziellen Aufnahme und Verpeilung des Rheinstrombettes in der Strecke von Bingen bis St. Goar zur Beseitigung der im Fahrwasser anstehenden, der Schiffahrt besonders hinderlichen Felsen unter Wasser. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 231.
Mentz. Über die Wassermengen der Flüsse. Deutsche Bauz. 1868, S. 402.
Lagrené, de. Cours de navigation intérieure. Fleuves et rivières. Tome premier. Première partie. Paris 1869, S. 22.
Seelberger. Hydrotechnische Bemerkung. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1869, S. 82.
Grebenau. Erwiderung hierauf. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870, S. 29.
Fischer. Hydrotechnische Bemerkungen. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1870, S. 80.
v. Wagner. Über Geschwindigkeitsmessungen am Rhein bei Germersheim (1871) zum Vergleich des Woltman'schen Hydrometers, der Tube-Darcy und des Oberflächenschwimmers. Deutsche Bauz. 1872, S. 239.
Rühlmann. Über das Messen fliefsender Wasser. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 158.
Bukovsky, W. Mitteilung über eine an der Elbe bei Podiebrad gemachte Wassermessung. Mitt. d. Arch.- u. Ing.-Ver. in Böhmen 1873, S. 1.
Schmid, H. Eine Wassermessung an der böhmischen Elbe. Zeitschr. d. bayer. Arch.- u. Ing.-Ver. 1873, S. 108.
Keene, J. B. Handbook of Hydrometry. London 1875.
Schlichting. Die amtlichen Stromschauungen in den Jahren 1869 und 1873. Deutsche Bauz. 1875, S. 273.
Schmidt, C. Über die Bestimmung der Wassermenge in Flüssen und Kanälen. Wieck's Illustrierte Gewerbezeitung 1876, S. 3.
Plenkner. Über die Bewegung des Wassers in natürlichen Wasserläufen. Leipzig 1879.
Iben. Über die Genauigkeit der Wassermessung durch Kubizierung (Eichung). Journ. f. Gasbel. u. Wasservers. 1880, S. 715.
Ritter. Methode zur Notierung und Darstellung der hydrometrischen Beobachtungen. Ann. des ponts et chaussées 1880. Juni, S. 879.
Geschwindigkeitsmessungen am Ober-Rhein u. s. w. Tijdschrift van het kon. inst. van ing. 1879/80. Extra-Lieferung.
Über die praktischen Resultate der seit 1873 am Ober-Rhein u. s. w. ausgeführten Geschwindigkeitsmessungen. Daselbst 1880/81, S. 273.
Harlacher. Die Messungen in der Elbe und Donau und die hydrometrischen Apparate und Methoden des Verfassers. Leipzig 1881.
v. Wagner. Hydrologische Untersuchungen. Braunschweig 1881.
Konsumtion des Sudbury-Flusses in Massachusetts 1875—1879. Transact. of the Amer. Soc. of civ. eng. 1881.
Bücking. Wassermenge der Weser bei Bremen. Deutsche Bauz. 1882, S. 131.
Weyrich. Wassermessung in der Elbe. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 347.
Daehr. Direkte Entwickelung des Umlaufwertes des hydrometrischen Flügels als eine Funktion der Geschwindigkeit. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, No. 8 u. 10.
Stearns. Geschwindigkeitsmessungen in Kanälen. Transact. of the Amer. soc. of civ. eng. 1883, S. 301.
Bazin. Über den Gebrauch der Tiefenschwimmer. Ann. des ponts et chaussées 1884, I. S. 557.
Meteorologie u. Hydrographie von Baden 1873—1887. Karlsruhe 1884—1888.
Die hydrographische Kommission des Königreichs Böhmen. Deutsche Bauz. 1884, S. 535.
Schmidt. Hydrologische Untersuchungen. München 1884.
Frank. Hydrometrische Prüfungsanstalt in München. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 193.
Opel. Wassermenge der Mittel- und Unter-Elbe. Deutsche Bauz. 1885, S. 421.
v. Horn. Wassermessungen in Holland. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1886, S. 233, 235 u. 243.
Frese. Versuche über die Genauigkeit von Wassergeschwindigkeits-Messungen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1886, S. 911.
Harlacher. Hydrometrische Beobachtungen, Band 1875—1886. Prag 1886.
Post. Peil-Verfahren mit Winkelmessung. Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 147.
Freytag. Über den Wert von Wassermessungen. Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 440.
Ritter. Verfahren zur schnellen Messung der Abflufsmengen. Ann. des ponts et chaussées 1886, II. S. 697 und Deutsche Bauz. 1887, S. 249.
Kindermann. Bestimmung der Hochwassermenge. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1887, S. 98.
Eisenlohr. Über die Prüfung hydrometrischer Flügel. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 145.
Scheck. Zur Bestimmung der Konstanten für hydrometrische Flügel. Wochenbl. f. Bauk. 1887, S. 382.
Frese. Wassermessungen in der Leine bei Hannover. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1887, S. 597.

v. Geldern. Über die Genauigkeit von Peilungen. Tijdschr. van het Koninkl. instit. van ingen. 1887/88, S. 45.
v. Horn. Über Peilungen im Flutgebiet. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 302.
Ringel. Wassergeschwindigkeits-Messungen in der Elbe in Sachsen 1886 u. 1887. Civil-Ing. 1888, S. 505.
Sasse. Über die hydrometrischen Untersuchungen an der Elbe. Allgem. Bauz. 1888, S. 33 u. 41.
Legler. Theorie der Stabschwimmer. Schweiz. Bauz. 1888, S. 70.
v. Wex. Hydrodynamik. Leipzig 1888.
Revy. Darstellung der Geschwindigkeitsmessungen in offenen Gerinnen auf bildlichem Wege. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 400.
v. Lorenz-Liburnau. Hydraulische Versuchsanstalt. Wochenbl. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 337.
Schlichting. Hydraulische Versuchsanstalt. Deutsche Bauz. 1890, S. 18.
Erbstein. Peilwinde. Centralbl. der Bauverw. 1889, S. 202.
Elektrische Wasserstandsanzeiger. Polyt. Centralbl. 1889, S. 309.
Breme. Tafeln zur graphischen Berechnung der Wassermenge. Freiberg i. S. 1889.
v. Horn. Selbstanzeichnender Hoch- und Niedrigwasser-Pegel. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 6 u. 469.
Seibt u. Fuefs. Selbstthätiger Universal-Pegel. Schiff 1890, S. 385 u. Zeitschr. f. Instrumentenk. 1891, Heft 10.
Keller. Neueste Bestimmung der Wassermenge bei Überfällen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 880.
Ott. Hydrometrische Universalflügel. Zeitschr. f. Instrumentenk. 1890, S. 60.

Dritter Abschnitt.

Bewegung des Wassers in Wasserläufen.

§ 24. Allgemeines. Nachdem in § 12 bereits im allgemeinen auf die Ursache der Bewegung des Wassers in Wasserläufen, die Widerstände beim Abflufs, die Unregelmäfsigkeiten der Bewegung als Folge des häufigen Wechsels des Gefälles und der Bettgestaltung und die Verschiedenheit der Geschwindigkeit im Quer- und Längenprofil hingewiesen wurde, soll nunmehr eine eingehende Erörterung alles dessen, was bisher auf empirischem und theoretischem Wege durch die Wissenschaft im wesentlichen ermittelt worden ist, folgen. Hieraus wird sich ergeben, dafs die Kenntnis über die Gesetze der Bewegung des fliefsenden Wassers noch lückenhaft ist und dafs den Hydrotekten und Physikern auch fernerhin die Aufgabe verbleibt, auf dem Wege der Experimentaltheorie aus Beobachtungen über die Bewegung zur Ableitung mathematischer Ausdrücke und Gesetze zu gelangen. Die Lösung dieser Aufgabe wird hauptsächlich durch Beobachtungen in hydraulischen Versuchsanstalten[96]), d. h. in künstlich hergestellten Gerinnen, deren Wassermenge, Gefälle und Reibungswiderstände sich in jedem Augenblick und für verschiedenartige Einzelfälle genau ermitteln lassen, gefördert werden können, weil alle diese Faktoren in jedem natürlichen Wasserlaufe mehr oder weniger unbekannt, jedenfalls aber ungenau sind und mit jedem, hierbei unvermeidlichen Wechsel des Wasserstandes und Änderung der Beschaffenheit und Gestaltung des Bettes der Änderung unterliegen. Wenn die in hydraulischen Versuchsanstalten zu gewinnenden Ergebnisse sich auf grofse Wasserläufe auch nicht unmittelbar übertragen lassen und der Ergänzung durch Koefficienten bedürfen werden, so bilden sie doch beim bisherigen Mangel einer auf hydrodynamische Grundsätze gestützten Rationaltheorie[97]) die allein zuverlässige

[96]) Über Anlage hydraulischer Versuchsanstalten vergl. Frank. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 193. v. Lorenz-Liburnau. Wochenbl. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 337. Schlichting. Deutsche Bauz. 1890, S. 18, und Keller. Centralbl. d. Bauverw. 1892, S. 101—104.

[97]) Es fehlt nicht an Versuchen und Bestrebungen, eine Rationaltheorie zu begründen. Wir verweisen auf: Courtois. Rationelle Grundsätze der Hydraulik, angewendet auf Ströme und Flüsse. Allg. Bauz. 1860, S. 261. — Heinemann. Die Rationaltheorie der Bewegung des Wassers als Lehrbuch der Hydromechanik. Hagen 1872.

Grundlage zur Lösung der zahlreichen Fragen, die bei der Bewegung des Wassers und der Sinkstoffe in Wasserläufen auftreten. Die bisher ermittelten, die Grundlage fast aller gebräuchlichen Formeln über das in Rede stehende Gebiet bildenden Ergebnisse sind gröfstenteils ebenfalls aus Beobachtungen in künstlichen Gerinnen abgeleitet und durch Vergleich mit den Ergebnissen von Beobachtungen in natürlichen Wasserläufen auf diese unter Einfügung von durch Erfahrung in Einzelfällen festgestellten Koefficienten übertragen worden. In natürlichen Wasserläufen wechselt indessen die Art der Bewegung nach Form und Mafs viel häufiger, als in künstlichen Wasserläufen, welche in bedeckten und unbedeckten Leitungen, sowie in Kanälen meist so regelmäfsige Betten besitzen, dafs man die Bewegung des Wassers bis auf weitere Ermittelungen nahezu als eine gleichartige ansehen kann, während in natürlichen Wasserläufen meist nur von ungleichartiger Bewegung die Rede sein sollte. Man unterscheidet denn auch die Bewegung des fliefsenden Wassers nach bisherigem Sprachgebrauch als gleichförmige und ungleichförmige. Dieser Sprachgebrauch deckt indessen nicht alles das, was beim Begriff „Bewegung des Wassers“ in Frage tritt, denn es ist nicht nur die Form, sondern auch das Mafs der Bewegung — die Geschwindigkeit — bei der Bewegung von wesentlich mafsgebender Bedeutung. Das Wasser kann sich in Wasserläufen geradlinig, in Krümmungen, kreisend und auch wie in Überfällen springend, also in verschiedenen Formen bewegen, das Mafs der Bewegung hängt aber nicht allein von dieser Form, sondern auch noch von anderen Faktoren, vom Gefälle, der Masse und den Widerständen ab. Bei dem bisherigen Ausdruck „gleichförmige Bewegung“ handelt es sich aber fast ausschliefslich um ein gleichbleibendes Mafs der Bewegung, sodafs die Bezeichnung „gleichmäfsige Bewegung“ schon entsprechender erscheint, als die bisherige. Am zutreffendsten, weil den Begriff völlig deckend, dürfte die Bezeichnung „gleichartige, bezw. ungleichartige Bewegung“ sein und soll diese aus vorstehenden Gründen ohne Änderung der bisher gebräuchlichen Definition der Bewegung Anwendung finden. Danach ist die Bewegung gleichartig (gleichförmig), wenn die Beschleunigung, welche als Folge des Gefälles nach dem Gesetze des freien Falls der Körper eintreten müfste, vollständig durch die Widerstände, welche dem fliefsenden Wasser entgegentreten, vernichtet oder aufgehoben wird, und demgemäfs die Geschwindigkeit in allen zwischen jenen Punkten belegenen Querprofilen gleichbleibt. Die Bewegung gilt indessen schon als „gleichartig“, wenn nur die mittlere Geschwindigkeit in jenen Querprofilen sich nicht ändert. Wird dagegen die Beschleunigung nur teilweise durch die Widerstände verzehrt und ist demgemäfs die Geschwindigkeit in den hintereinanderliegenden Querprofilen verschieden, so ist die Bewegung ungleichartig (ungleichförmig). Hiernach tritt gleichartige Bewegung nur in Wasserläufen ein, welche geradlinige Strecken, gleichförmige Querprofile, gleichbleibendes Gefälle, gleichbleibende Widerstände und Beharrungszustände in Bezug auf Wassermenge und Wasserstand aufweisen und dem Einflufs des Windes nicht unterliegen. Es sind dies Zustände, wie sie allenfalls in künstlichen Wasserläufen geschaffen, in natürlichen Wasserläufen aber bei den allgemeinen Eigenschaften derselben (vergl. § 7 bis 15) niemals angetroffen werden können. Dies erklärt die Schwierigkeit, ja fast die Unlösbarkeit der Aufgabe, die Gesetze der Bewegung des Wassers in natürlichen Wasserläufen zum Abschlufs zu bringen, erklärt aber auch die bisherige Ungenauigkeit aller, bezüglich der natürlichen Wasserläufe anzustellenden Berechnungen, bedingt sonach die Notwendigkeit, die Rechnungsergebnisse nur mit grofser Vorsicht praktisch zu verwenden.

Die Alten kannten die Gesetze der Hydrostatik, aber von einer Theorie der Bewegung des Wassers wufsten sie nichts. Zwar hat Sextus Julius Frontinus, Oberaufseher der öffentlichen Brunnen in Rom unter Nerva und Trajan, in seinem Werk „*De aquaeductibus urbis Romae Commentarius*" Betrachtungen über die Bewegung des Wassers in Kanälen angestellt; da aber das Fallgesetz noch unbekannt war, waren die Ergebnisse unbrauchbar. Kaum hatte jedoch Galilei die Gesetze des Falles schwerer Körper entdeckt, so beschäftigte er sich auch schon (etwa zu Anfang des 17. Jahrhunderts) mit den Gesetzen der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Doch scheint die Abhängigkeit der Wassergeschwindigkeit vom Gefälle und vom Querprofil zuerst von Brahms (vergl. dessen Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst. Aurich ca. 1753) sicher gestellt worden zu sein.

Nachstehend sollen die Querprofile als solche, die Geschwindigkeitsverhältnisse im benetzten Querprofil im allgemeinen, diejenigen in einer vertikalen und in einer horizontalen Linie des Querprofils, sowie dessen Kurven gleicher Geschwindigkeit, ferner die Ergebnisse über Ermittelung der mittleren Geschwindigkeit in einer Wasserlaufstrecke, die Grundlagen der Experimentaltheorie der Bewegung des Wassers und endlich die älteren und neueren Untersuchungen über die gleichartige (gleichförmige) Bewegung desselben nebst den zahlreichen hierfür aufgestellten empirischen Formeln erörtert werden.

Die Theorie der ungleichartigen (ungleichförmigen) Bewegung in Wasserläufen ist hier ausgeschieden, als zum Kap. III (Stauwerke) § 4 gehörig betrachtet und dort ausführlich behandelt, dagegen ist hier in § 31 eine auf die vorhergehenden Untersuchungen gestützte Übersicht der bisherigen Ergebnisse über die Bewegung des fliefsenden Wassers eingefügt worden.

§ 25. Benetztes Querprofil. Dasselbe ist, man vergleiche § 20, S. 130, oben von der Wasserspiegellinie (vergl. S. 129) und im übrigen Umfange, je nach Gestaltung der Sohle und der Ufer des Wasserlaufs, von meist unregelmäfsigen Linien, welche den benetzten Umfang (Wasser-Perimeter) bilden, umschlossen. Der Quotient aus dem Flächeninhalte F des benetzten Querprofils durch dessen obere (Wasserspiegel-) Breite b heifst die mittlere Wassertiefe. Die letztere mit t_m bezeichnet ist

$$t_m = \frac{F}{b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 63.$$

Sind die einzelnen Breitenelemente $\mathfrak{b}' \mathfrak{b}'' \mathfrak{b}''' \ldots$ und die zugehörigen Wassertiefen $\mathfrak{t}' \mathfrak{t}'' \mathfrak{t}''' \ldots$, so ist näherungsweise

$$t_m = \frac{\mathfrak{b}'\mathfrak{t}' + \mathfrak{b}''\mathfrak{t}'' + \mathfrak{b}'''\mathfrak{t}''' + \ldots.}{\mathfrak{b}' + \mathfrak{b}'' + \mathfrak{b}''' + \ldots} = \frac{\Sigma(\mathfrak{b}\,\mathfrak{t})}{\Sigma\,\mathfrak{b}} \quad \ldots\ldots \quad 64.$$

Den Quotienten aus dem Flächeninhalte F eines Querprofils durch seinen benetzten Umpfang p nennt man dessen mittlere hydraulische Tiefe, mittleren Radius oder Profilradius (bei einem halbkreisförmigen Querprofil gleich dem halben Radius). Sonach gelten für den mittleren Radius R die Gleichungen

$$R = \frac{F}{p} \quad \text{und} \quad F = p\,R \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 65.$$

Bei Strömen kann man näherungsweise $p = b$ setzen, sodafs dann

$$R = \frac{F}{b} \quad \text{oder} \quad F = b\,R \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 66.$$

Die Gröfse

$$r = \frac{F}{p + b} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 67.$$

nennt man wohl auch den mittleren Hauptradius. Setzt man für Ströme wieder $p = b$, so wird

$$r = \frac{F}{2p} = \frac{R}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 68.$$

Für eine längere Strecke eines Wasserlaufs lassen sich auch noch die sogenannten Durchschnittsprofile in folgender Weise ermitteln:

In nicht zu weiten Abständen (ein- bis zweifache Wasserlaufbreite) nimmt man die Querprofile auf. Führt man dieselben auf den niedrigsten Wasserstand des nächsten Pegels zurück, ermittelt die Flächeninhalte sämtlicher Niederwasserprofile und nimmt aus letzteren das arithmetische Mittel, so erhält man das durchschnittliche Niederwasserprofil. Legt man dagegen den mittleren Wasserstand, bezw. denjenigen bei bordvollem Wasserlauf zu Grunde und berechnet für diese die zugehörigen Flächeninhalte sämtlicher Profile und deren arithmetische Mittel, so erhält man das durchschnittliche Mittelwasser- bezw. das durchschnittliche bordvolle Profil.

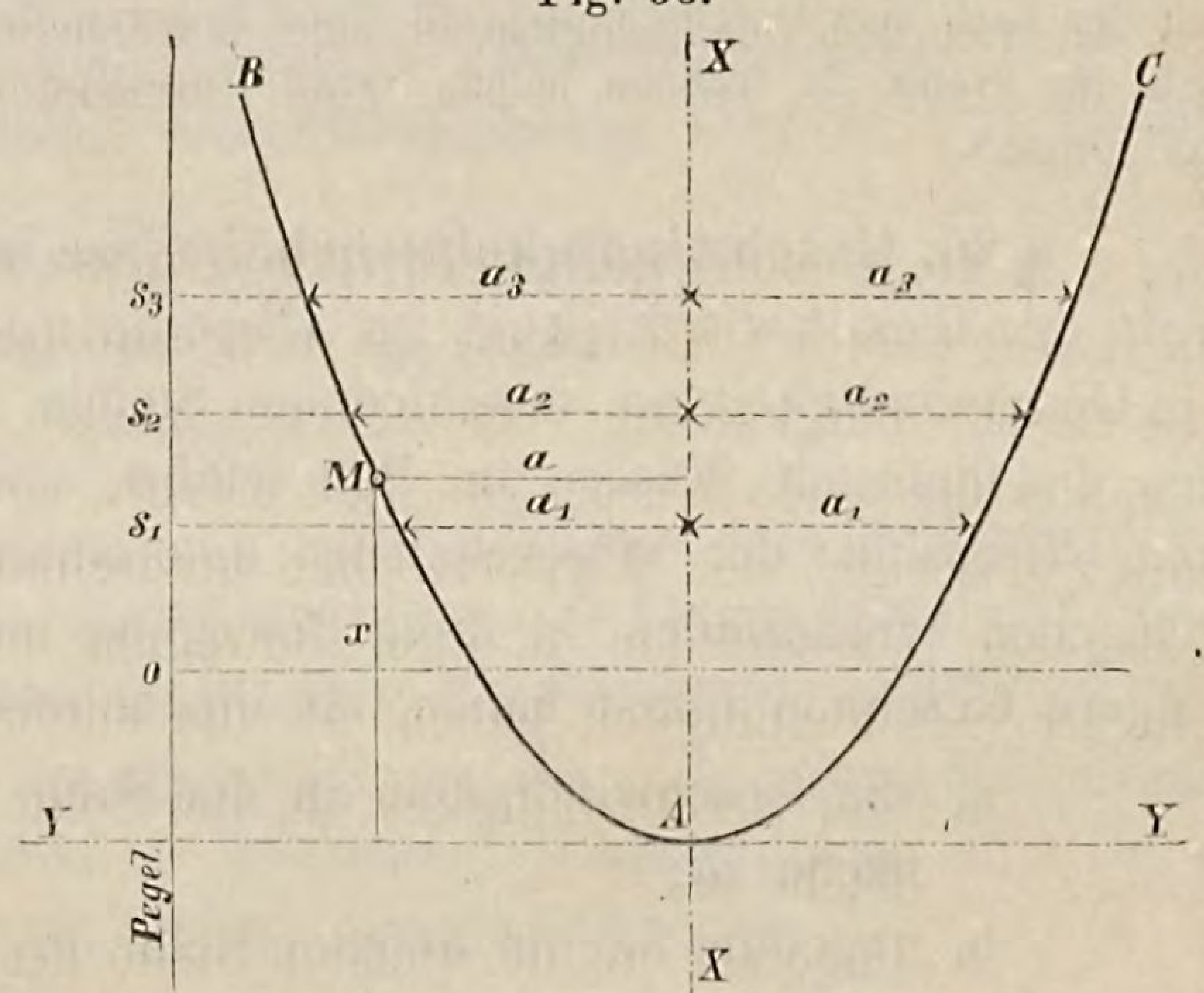
Hierbei kann man auch die Vergröfserungen oder Zuwachse ermitteln, welche die einzelnen Querprofile erfahren, wenn man den Pegelstand um eine gleichbleibende Gröfse (z. B. um 25 cm) zunehmen läfst. Aus den Zuwachsen der Einzelprofile läfst sich für jeden in Betracht gezogenen Pegelstand das arithmetische Mittel suchen und dieses stellt den durchschnittlichen Profilzuwachs dar. (Vergl. Sasse. Über die Entwickelung des durchschnittlichen Profils einer Stromstrecke und dessen Benutzung zur Stromregulierung. Civiling. 1861, S. 23.)

Ermittelt man nun auf diese Weise für verschiedene Pegelstände $s_1\ s_2\ s_3 \ldots$ (Fig. 53), welche am besten in gleich grofsen Abständen gewählt werden, die Durchschnittsprofile und die Durchschnittszuwachse, so lassen sich die den letzteren zugehörigen Breiten $b_1\ b_2\ b_3 \ldots$ finden, wenn man die Durchschnittszuwachse durch jenen Abstand dividiert. Wie zu erwarten ist, werden diese Zuwachsbreiten $b_1\ b_2\ b_3 \ldots.$ bei wachsendem Pegelstand gleichfalls gröfser werden. Trägt man nun auf einer vertikalen Axe XX die Pegelstände $s_1\ s_2\ s_3 \ldots$ als Abscissen und alsdann rechts und links davon jedesmal die entsprechende halbe Zuwachsbreite

$$a_1\left(=\frac{b_1}{2}\right),\quad a_2\left(=\frac{b_2}{2}\right),\quad a_3\left(=\frac{b_3}{2}\right)\ldots$$

als Ordinate auf, so läfst sich durch die Endpunkte der Ordinaten oder nahe an ihnen vorbei eine Kurve führen. Man wählt hierzu in der Regel die gemeine Parabel und nennt dieselbe alsdann die Profil-Parabel.

Fig. 53.



Ermittelt man endlich die Breite im Niederwasserspiegel und berechnet aus der durchschnittlichen Niederwasser-Profilfläche die gröfste Tiefe und die Lage des unteren Teiles der Kurve, so zeigt sich, dafs diese dem oberen Teile sich stetig anschliefst.

Bezeichnet man für einen beliebigen Punkt M der Profil-Parabel die Abscisse mit x, die Ordinate (gleich der halben Breite) mit a und den Parameter mit P_1, so lautet die Gleichung der Parabel

$$a^2 = P_1 x \quad \ldots \quad 69.$$

Die Fläche F_d des zugehörigen Durchschnittsprofils ist

$$F_d = \frac{4}{3}\, a\, x = \frac{4}{3}\, x \sqrt{P_1 x}. \quad \ldots \quad 70.$$

Hieraus hat man geschlossen, dafs das nach der Profil-Parabel geformte Querprofil dasjenige sei, dessen Herstellung der Wasserlauf erstrebe, und dessen Verwendung bei Flufsregulierungen sachgemäfs sei. (Vergl. Sasse. Parabel-Theorie in ihrer Anwendung auf die Bewegung des Wassers in der Saale und Unstrut. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 193; ferner: Über durchschnittliche Profile der Ströme, 1884, S. 141. Siber. Über die Anwendung der Parabel bei Stromregulierungen. Deutsche Bauz. 1875, S. 455, 465. Sternberg. Untersuchungen über Längen- und Querprofil geschiebeführender Flüsse. Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 483. Opel. Das parabolische Profil, polygonal begrenzte Querprofile

und Bestimmung der Stromquerschnitte im Flutgebiet. Deutsche Bauz. 1886, S. 148; 1887, S. 138; 1888, S. 231, 519, 543 u. 550.)

In Wirklichkeit findet sich indessen das parabolische Querprofil in Flüssen nur in seltenen Ausnahmefällen, der Fluſs bildet vielmehr an jeder Stelle sein Profil nach den dort gegebenen Bedingungen und zwar nach Maſsgabe der Angriffs- und Widerstandskräfte, welche von der Richtung, dem Gefälle, der Wassermenge und der geologischen Gestaltung des Fluſslaufs abhängen, sehr verschiedenartig aus. Selbst regelmäſsig hergestellte Normalprofile unterliegen erfahrungsmäſsig der steten Umbildung infolge des Wechsels der Kräfte. Theoretisch läſst sich für einen geradlinigen, vollkommen regelmäſsigen Fluſs ein ideales Querprofil nach der Parabelform oder nach der von Sternberg ermittelten Form des Bettes mit horizontaler Sohle und gekrümmten Uferböschungen oder auch nach der gebräuchlichen Form des Bettes mit geradlinig geneigten Uferböschungen konstruieren; ein solches würde auch für die Bewegung des Wassers unzweifelhaft vorteilhaft sein, wenngleich die Theorie, wonach in einem solchen Querprofil die mittlere Geschwindigkeit v bei allen Wasserständen gleichbleibt, nur annähernd zutrifft, weil die Bewegung des Wassers an und für sich schon unregelmäſsig ist, und, selbst hiervon abgesehen, in dem Ausdruck $v = c\sqrt{RJ} = c\sqrt{\frac{F}{p} . J}$ zwar $\frac{F}{p}$ gleichbleibt, die Werte J und c jedoch mit dem Wechsel des Wasserstandes ebenfalls der Änderung unterliegen. Zudem würde auch das ideale Profil bei jeder Überflutung der Ufer und auſserdem noch durch die zeitweise unvermeidlichen Sinkstoffablagerungen umgestaltet werden. Da aber regelmäſsige Flüsse, wie sie das ideale Querprofil voraussetzt, nicht bestehen, die vorhandenen vielmehr vielfach gekrümmt, mit Sinkstoffbänken behaftet, sowie in Bezug auf Gefälle und geologische Beschaffenheit des Bettes unregelmäſsig und auch der Überflutung und dem Eisgang ausgesetzt sind, wird man bei Gestaltung des Querprofils mit den wirklichen Verhältnissen, namentlich mit den Krümmungen des Bettes und den wirklichen Geschwindigkeiten an jeder Stelle und nicht mit der nach dem Durchschnittsprofil einer längeren Strecke theoretisch ermittelten mittleren Geschwindigkeit des Profils zu rechnen haben, vergl. Normalprofil in dem Kapitel „Regulierung und Kanalisierung der Flüsse".

§ 26. Geschwindigkeitsverhältnisse im benetzten Querprofil. 1. Verschiedenheit der Geschwindigkeit im allgemeinen. In einem und demselben Querprofile ist die Geschwindigkeit an verschiedenen Stellen verschieden, vergl. § 12. Der Widerstand, den das flieſsende Wasser am Bett erfährt, sowie der Zusammenhang und die Zähflüssigkeit (Viscosität) der Wasserteilchen untereinander, bewirken, daſs die dem Bette näher gelegenen Wasserfäden in ihrer Bewegung mehr verzögert werden und daher eine geringere Geschwindigkeit haben, als die entfernteren. Infolge dessen ist:

a. die Geschwindigkeit an der Sohle am kleinsten und nimmt gegen die Oberfläche zu;

b. ungefähr an der tiefsten Stelle des Querprofils ist die Oberflächengeschwindigkeit am gröſsten; sie nimmt gegen die beiden Ufer zu ab, sodaſs sie an letzteren am kleinsten ist.

Nach dem Gesetze der Zu- und Abnahme der Geschwindigkeit ist vielfach auf dem Wege des Versuches geforscht worden.

In natürlichen Wasserläufen wechseln aber die Geschwindigkeiten auch an ein und derselben Stelle eines Querprofils selbst bei gleichbleibendem Wasserstande und zwar infolge der verschiedenartigen Einflüsse, welche sich beim Abfluſs des Wassers geltend machen. An und für sich ist diese sogenannte pulsierende Bewegung des Wassers seit langer Zeit bekannt; nähere Untersuchungen über dieselbe sind aber erst in neuerer Zeit und zwar von Harlacher angestellt, siehe die Besprechung des von Harlacher konstruierten hydrometrischen Flügels in § 21, S. 155. Die pulsierende Bewegung (vergl. auch Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 90) ist noch nicht genügend aufgeklärt, sie läſst sich indessen im allgemeinen durch die Unregelmäſsigkeit der Fluſsbetten, durch die Widerstände derselben und durch die verschiedene Reibung, welche die einzelnen unter-, über-

und nebeneinander abfliefsenden Wasserfäden zu überwinden haben, erklären. Die Unregelmäfsigkeit des Bettes zunächst bewirkt, dafs die Wasserfäden zum Teil in verschiedenen Richtungen abfliefsen, hierbei vielfach zusammenstofsen und Wirbel bilden, welche den regelmäfsigen Abflufs des Wassers daselbst behindern. Noch mehr ist dies der Fall infolge der Widerstände des Bettes, namentlich infolge der auf der Sohle abgelagerten Sinkstoffe, welche je nach Gestaltung der Ablagerung Stau, daher verstärkten Angriff auf die Sohle erzeugen. Hierdurch wird die Ablagerung zur Änderung ihres Ortes veranlafst und in dem Grade, in welchem hierbei eine mehr oder weniger wirksame Umgestaltung des Bettes eintritt, ändert sich auch die Geschwindigkeit des Wassers daselbst. Bei der Unregelmäfsigkeit der Wasserbewegung unterliegt endlich auch die Reibung der einzelnen Wasserfäden häufigem Wechsel. Infolge aller dieser Einflüsse tritt sonach in einem und demselben Punkte eines Querprofils bald eine gröfsere, bald eine geringere Behinderung des Abflusses der einzelnen Wasserfäden, also ein Wechsel der Geschwindigkeit ein, indem die Behinderung Stau, und dieser Verringerung der Geschwindigkeit und zwar so lange erzeugt, bis Druckvermehrung das Hindernis überwindet und nunmehr den Abflufs der gestauten Wasserteilchen unter Verstärkung der Geschwindigkeit veranlafst. Auch die Wellenbildungen in gröfseren Wasserläufen und die wechselnden Seitenströmungen, namentlich diejenigen an konkaven Ufern, mögen zur Entwickelung der pulsierenden Bewegung beitragen.

Die Wassermenge Q, welche durch ein bestimmtes Querprofil in einer Sekunde fliefst, läfst sich annäherungsweise aus den einzelnen Flächenelementen $\mathfrak{f}'\ \mathfrak{f}''\ \mathfrak{f}''' \ldots$ dieses Profils und den zugehörigen partiellen Geschwindigkeiten $\mathfrak{v}'\ \mathfrak{v}''\ \mathfrak{v}''' \ldots$ berechnen, denn es ist

$$Q = \mathfrak{f}'\,\mathfrak{v}' + \mathfrak{f}''\,\mathfrak{v}'' + \mathfrak{f}'''\,\mathfrak{v}''' + \ldots\ldots\ldots = \Sigma\,(\mathfrak{f}\,\mathfrak{v}) \quad \ldots\ldots \quad 71.$$

Da $\mathfrak{f}' = \mathfrak{b}'\,\mathfrak{t}'$, $\mathfrak{f}'' = \mathfrak{b}''\,\mathfrak{t}''$, $\mathfrak{f}''' = \mathfrak{b}'''\,\mathfrak{t}''' \ldots.$ ist auch

$$Q = \mathfrak{b}'\,\mathfrak{t}'\,\mathfrak{v}' + \mathfrak{b}''\,\mathfrak{t}''\,\mathfrak{v}'' + \mathfrak{b}'''\,\mathfrak{t}'''\,\mathfrak{v}''' + \ldots. = \Sigma\,(\mathfrak{b}\,\mathfrak{t}\,\mathfrak{v}) \quad \ldots \quad 72.$$

Bei genaueren Ermittelungen ist indessen zu berücksichtigen, dafs die Bewegungsrichtungen der Wasserfäden vielfach nicht normal zur Ebene des Querprofils liegen, dafs also die normalen Komponenten der Geschwindigkeiten in die Rechnung einzuführen sind.

Bezeichnet df ein Flächenelement des Querprofils, v_n die zum Querprofile normale Komponente der Geschwindigkeit der durch df fliefsenden Wasserteilchen, so wird in der Zeiteinheit durch das Flächenelement df fliefsen die Wassermenge

$$dQ = v_n\,df$$

und man erhält somit für die ganze durch den Querschnitt fliefsende Wassermenge den Ausdruck

$$Q = \int v_n\,df,$$

wobei das Integral über den ganzen Querschnitt ausgedehnt werden mufs.

2. Mittlere Geschwindigkeit im benetzten Querprofil. Jene Geschwindigkeit v, welche sich bei Division der in der Zeiteinheit durch ein Querprofil abfliefsenden Wassermenge Q mit dem Flächeninhalte F desselben ergiebt, heifst mittlere Geschwindigkeit. Es ist sonach $v = \frac{Q}{F}$ oder, da nach obigem $Q = \int v_n\,df$,

$$v = \frac{\int v_n\,df}{F} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 73.$$

und

$$Q = Fv \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 74.$$

Aus den Gleichungen 63 und 65 folgt

$$v = \frac{Q}{b\,t_m} = \frac{Q}{pR}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 75.$$

ferner aus Gleichung 66 für gröfsere Ströme

$$v = \frac{Q}{bR}, \qquad \qquad 76.$$

weiter aus Gleichung 71

$$v = \frac{\mathfrak{f}'\mathfrak{v}' + \mathfrak{f}''\mathfrak{v}'' + \mathfrak{f}'''\mathfrak{v}''' + \ldots}{\mathfrak{f}' + \mathfrak{f}'' + \mathfrak{f}''' + \ldots} = \frac{\Sigma(\mathfrak{f}\mathfrak{v})}{\Sigma\mathfrak{f}}, \qquad \qquad 77.$$

endlich aus Gleichung 72

$$v = \frac{\mathfrak{b}'\mathfrak{t}'\mathfrak{v}' + \mathfrak{b}''\mathfrak{t}''\mathfrak{v}'' + \mathfrak{b}'''\mathfrak{t}'''\mathfrak{v}''' + \ldots}{\mathfrak{b}'\mathfrak{t}' + \mathfrak{b}''\mathfrak{t}'' + \mathfrak{b}'''\mathfrak{t}''' + \ldots} = \frac{\Sigma(\mathfrak{b}\mathfrak{t}\mathfrak{v})}{\Sigma(\mathfrak{b}\mathfrak{t})}, \qquad \qquad 78.$$

Zur Ermittelung der mittleren Geschwindigkeit im Querprofil giebt Rapp (vergl. Rapp. Unsere natürlichen Wasserläufe. Weilheim 1883), wenn das gemessene Querprofil in ein Rechteck von gleichem Flächeninhalt unter Beibehaltung der oberen Breite verwandelt wird, die Formel

$$v = \frac{n}{n+1} \cdot \frac{m}{m+1} c \qquad \qquad 79.$$

an, ohne dieselbe indessen theoretisch näher zu begründen. Hierin bezeichnet c die gröfste Geschwindigkeit im Querprofil, die aus der Formel

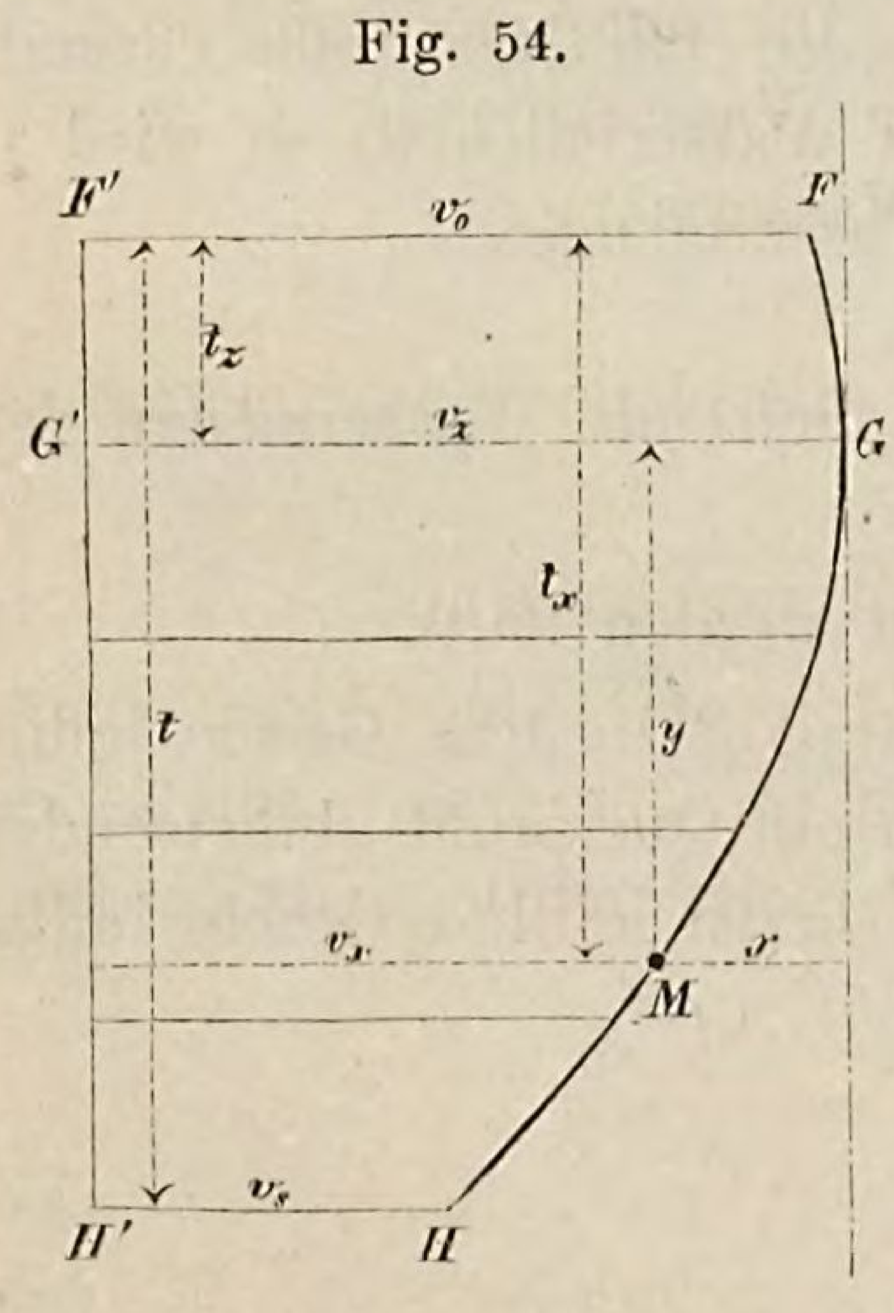
$$c = 23 \sqrt[36]{b^4 t^{17} g^{16}} \qquad \qquad 80.$$

zu ermitteln ist, wenn b die Breite des rechteckigen Querprofils, t die Tiefe desselben und g das relative Gefälle daselbst bezeichnen, während $\frac{n}{n+1} \cdot \frac{m}{m+1}$ die Verhältniszahl der gröfsten Geschwindigkeit im rechteckigen Querprofil zur mittleren Geschwindigkeit, n aber die Ordnung der Vertikal- und m die Ordnung der Horizontalparabel ausdrücken.

3. Verschiedenheit der Geschwindigkeit in einer Vertikalen des benetzten Querprofils. Im allgemeinen nimmt die Geschwindigkeit vom Wasserspiegel nach der Sohle zu ab, es ist jedoch nicht selten die gröfste Geschwindigkeit etwas unter der Oberfläche vorhanden. Dies läfst sich aus dem Widerstande, den die Luft der Bewegung des Wassers entgegensetzt, und aus der Molekularbeschaffenheit desselben, welche am Wasserspiegel eine andere ist, als unter demselben, erklären.

Humphreys und Abbot[98]) versuchten nachzuweisen, dafs das Wasser an der Oberfläche einer ebenso starken Reibung ausgesetzt sei, als am benetzten Umfange. Dieser Annahme kann jedoch nicht zugestimmt werden. — Auch Bazin stellte über den Umstand, dafs die gröfste Geschwindigkeit oft unter dem Wasserspiegel zu finden ist, sehr sorgfältige Untersuchungen an, nahm jedoch keinen Einflufs der Luft auf die Bewegung des Wassers wahr.

Fig. 54.



Trägt man die in verschiedenen Tiefen einer Vertikalen $F'H'$ (Fig. 54) gemessenen Geschwindigkeiten als Ordinaten auf, so läfst sich durch die Endpunkte derselben oder nahe an denselben vorbei eine Kurve FGH legen, welche man die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve nennt. Die Form derselben ist vielfach untersucht worden.

Indem wir von einer eingehenden Mitteilung über den Versuch Grashof's (vergl. dessen: Theoretische Maschinenlehre, 1. Band, Leipzig 1875, S. 705), die allgemeinen Gesetze der strömenden Bewegung längs gegebener Bahnen auf den vorliegenden Fall anzuwenden, absehen, betrachten wir die hier einschlägigen empirischen Gesetze.

Annähernd läfst sich nach Weisbach die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve durch eine Gerade ersetzen, d. h.

[98]) Im Jahre 1850 beauftragte die nordamerikanische Regierung eine aus zahlreichem Personal bestehende Kommission mit Kapitän A. A. Humphreys und Lieutenant L. H. Abbot an der Spitze, über die Abdämmung des unteren Mississippi die nötigen Untersuchungen vorzunehmen und Vorschläge zu entwerfen. Der Mississippi

annehmen, dafs die Geschwindigkeit der Tiefe proportional abnimmt. Bezeichnet t die gesamte Wassertiefe in der fraglichen Vertikalen, v_0 die Oberflächengeschwindigkeit, so ist annähernd in einer beliebigen Tiefe t_x die Geschwindigkeit

$$v_x = \left(1 - 0{,}17\,\frac{t_x}{t}\right) v_0 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 81.$$

Am La Plata, am Paraná de las Palmas, namentlich aber am Paraná bei Rosario wurde (1870) durch Messungen die Abnahme der Geschwindigkeit nach einer Geraden ermittelt. (Vergl. Revy, J. J. Hydraulics of Great Rivers. The Paraná, the Uruguay, and the La Plata Estuary. London 1874. — Auszüge daraus in: Zeitschr. d. Ver. Deutsch. Ing. 1875, S. 129 und Notizbl. d. techn. Ver. zu Riga 1874, S. 23).

Zur Zeit wird meist angenommen, dafs die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve eine Parabel sei, und zwar entweder eine Parabel mit horizontaler Axe (genau genommen mit einer parallel zum Wasserspiegel liegenden Axe), deren Scheitel in der Tiefe der gröfsten Geschwindigkeit — also entweder im Wasserspiegel oder etwas darunter — liegt, oder aber eine Parabel mit vertikaler Axe und in der Flufssohle belegenem Scheitel. Es scheint, dafs Defontaine der erste war, welcher die Parabel mit horizontaler Axe aus seinen Geschwindigkeitsmessungen ableitete.

Dafs die Geschwindigkeit des Wassers an der Oberfläche gröfser ist, als an der Sohle, war zur Zeit der italienischen Hydrauliker Toricelli, Guglielmini u. s. w. noch nicht bekannt. Nach welchem Gesetze diese Abnahme stattfindet, war noch lange nachher nicht mit der nötigen Sicherheit ermittelt. — Lecchi nahm an, dafs die Geschwindigkeiten den Ordinaten einer Parabel gleich seien, deren Axe normal auf der Sohle steht und deren Scheitel in einer gewissen Höhe über dem Wasserspiegel liegt. — Ganz ähnlicher Ansicht war Guglielmini; nur verlegte er den Parabelscheitel in den Wasserspiegel. — Pitot fand, dafs dicht unter der Oberfläche die Geschwindigkeit am gröfsten sei. — Woltman war der Meinung, dafs die Geschwindigkeitskurve in einer Vertikalebene eine vertikale Parabel sei, deren Scheitel in jener Tiefe liege, wo die Strömung ganz aufhört. — D'Aubuisson behauptet, dafs die Geschwindigkeit mit der Tiefe allmählich, und zwar anfangs unmerklich, später mehr und mehr, in der Nähe der Sohle aber so rasch abnehme, dafs sie hier nur noch etwas mehr als die Hälfte der Oberflächengeschwindigkeit betrage. — Darcy erhielt mit einer Parabel von der Form $x = \alpha y^{2/3}$ die beste Übereinstimmung mit den Messungsresultaten. — Auch Hennoque, Baumgarten, Boileau u. s. w. haben eine Vertikalgeschwindigkeits-Parabel angenommen.

Dupuit hat es in seinem „Etude théoretique et pratique sur le mouvement des eaux courantes“ (2. Aufl. Paris 1865, S. 18) versucht, auf theoretischem Wege durch Betrachtung der Bewegung überfliefsender Wasserschichten in einem Strom von unendlicher Breite nachzuweisen, dafs die Vertikalgeschwindigkeits-Kurven Parabeln vom n-ten Grade seien, wobei die Parabelaxe im Wasserspiegel angenommen wurde. Hauptsächlich haben jedoch zur Klärung der Sache experimentelle Untersuchungen, vor allem die von Humphreys und Abbot am Mississippi, sowie die von Hydrotekten Deutschlands, Hollands und der Schweiz in verschiedenartigen Wasserläufen vorgenommenen Messungen beigetragen.

Die Vertikalgeschwindigkeits-Parabel mit horizontaler Axe, welche gegenwärtig von vielen Ingenieuren angenommen ist, hat die Form

$$y^2 = P_2 x,$$

wenn die x-Axe (Fig. 54) in der Tiefe t_z der gröfsten Geschwindigkeit v_z liegt, also mit der Parabelaxe GG' zusammenfällt, und die y-Axe durch den Parabelscheitel geführt ist. Die Koordinaten für einen beliebigen Punkt M in der Tiefe t_x unter dem Wasserspiegel, in welchem die Geschwindigkeit v_x zu finden ist, sind alsdann x, y; P_2 sei der Parabelparameter.

Nun ist $x = v_z - v_x$ und $y = \pm t_x \mp t_z$, wobei das obere Vorzeichen für $t_x > t_z$, das untere für $t_x < t_z$ gilt. Hieraus ergiebt sich als Gleichung der Parabel

$$(\pm t_x \mp t_z)^2 = P_2 (v_z - v_x) \quad \text{oder} \quad v_x = v_z - \frac{1}{P_2} (\pm t_x \mp t_z)^2 \quad \ldots\ldots \quad 82.$$

hat eine mittlere Breite von 1000 bis 1500 m und eine Maximaltiefe von 45 m. Unterhalb der Ohio-Einmündung beträgt der Unterschied des höchsten und niedrigsten Wasserstandes 15 m und die maximale Abflufsmenge etwa 33000 cbm i. d. Sekunde. — Während 10 Jahren arbeitete die Kommission. Das nächste Resultat war das von der nordamerikanischen Regierung in den Druck gegebene reichhaltige Werk: Report upon the Physics and Hydraulics of the Mississippi-River etc. by A. A. Humphreys und H. L. Abbot. Philadelphia 1861.

Kommt die gröfste Geschwindigkeit im Wasserspiegel vor, so ist

$$t_x^2 = P_2\,(v_z - v_x) \quad \text{oder} \quad v_x = v_z - \frac{t_x^2}{P_2}.$$

Was die Tiefenlage der Parabelaxe betrifft, so wollten Humphreys und Abbot als Ergebnis von 222 Beobachtungsreihen gefunden haben, dafs die gröfste Geschwindigkeit stets in 0,317 t, also in nahezu 0,3 der gesamten Wassertiefe unter der Oberfläche zu finden ist. Grebenau prüfte dieses Ergebnis an den Messungen von Zendrini, Lecchi, Lorgna, Ximenes und Brünings, sowie durch selbst ausgeführte Messungen am Rhein und fand es bestätigt. Indessen haben neuere Beobachtungen gezeigt, dafs für minder tiefe Flüsse und für solche, deren Bett eine andere Beschaffenheit besitzt, dasselbe nicht zutrifft.

Auch über die absolute Gröfse des Parameters der Vertikalparabeln sind Untersuchungen angestellt worden. Nach Humphreys und Abbot ist der Parameter unmittelbar proportional der Wassertiefe und umgekehrt proportional der Quadratwurzel aus der mittleren Profilgeschwindigkeit. Die allgemeine Giltigkeit dieses Satzes ist noch nicht erwiesen.

Der Parameter läfst sich übrigens aus der Oberflächengeschwindigkeit v_0, aus der gröfsten Geschwindigkeit v_z und aus der Tiefe t_z berechnen, in welcher die letztere vorkommt. Für den Punkt F (Fig. 54) der Vertikalparabel ist nämlich die Abscisse $v_z - v_0$ und die Ordinate t_z, sonach der Parameter

$$P_2 = \frac{t_z^2}{v_z - v_0} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 83.$$

Die Gleichung 82 der Vertikalgeschwindigkeits-Parabel kann hiernach auch geschrieben werden:

$$v_x = v_z - \frac{v_z - v_0}{t_z^2}\,(\pm\, t_x \mp t_z)^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 84.$$

Humphreys und Abbot fanden aus ihren Beobachtungen

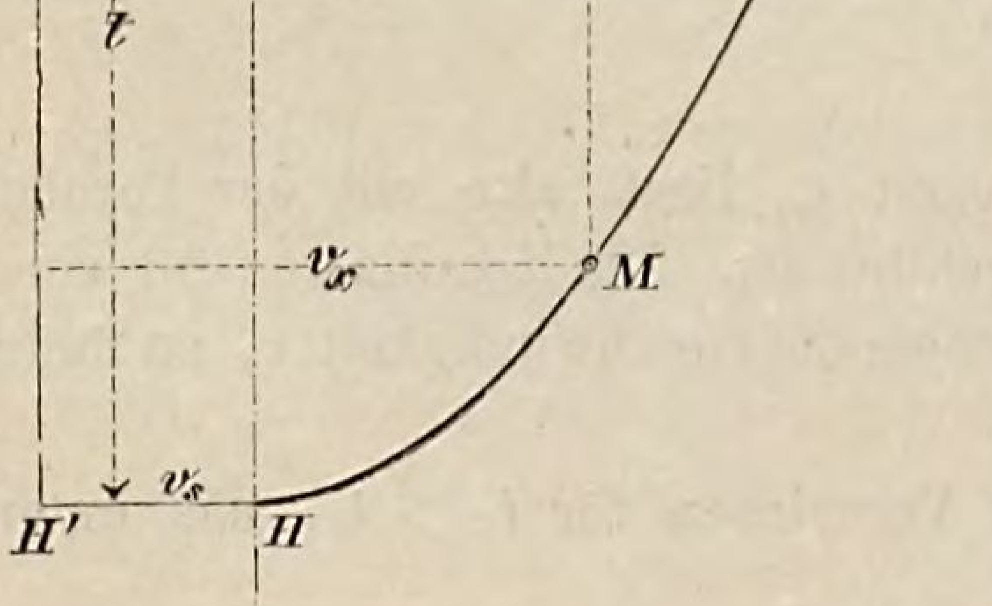
$$v_x = v_z - \sqrt{0{,}1856\, v}\,\left(\frac{\pm\, t_x \mp t_z}{t}\right)^2, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 85.$$

da jedoch der Zahlenkoefficient unter dem Wurzelzeichen nur für grofse Ströme gilt und unbedingt veränderlich sein mufs, so setzt man besser allgemein

$$v_x = v_z - \sqrt{m\,v}\,\left(\frac{\pm\, t_x \mp t_z}{t}\right)^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 86.$$

Die Werte von m werden noch angegeben werden (vergl. § 29).

Fig. 55.



Nach Hagen's[99]) Untersuchungen ist als Vertikalgeschwindigkeits-Kurve FH (Fig. 55) eine Parabel anzunehmen, deren Scheitel H in der Flufssohle liegt, sodafs die Parabelaxe GH vertikal steht. Ist der Parameter dieser Vertikalparabel P_3, so ist deren Gleichung, unter Beibehaltung der füheren Bezeichnungen:

$$v_x = v_s + \sqrt{P_3\,(t - t_x)}\,, \quad \ldots\ldots \quad 87.$$

Die gröfste Geschwindigkeit würde hiernach stets im Wasserspiegel liegen. Der Parameter ergiebt sich bei zwei in beliebigen Tiefen t_x' und t_x'' gemessenen Geschwindigkeiten v_x' und v_x'' aus der Formel

$$P_3 = \left(\frac{v_x' - v_x''}{\sqrt{t - t_x'} - \sqrt{t - t_x''}}\right)^2. \quad \ldots\ldots \quad 88.$$

Dafs die Oberflächengeschwindigkeit häufig kleiner sei, als die unter dem Wasserspiegel gelegene gröfste Geschwindigkeit stellt Hagen in Abrede, versucht vielmehr nachzuweisen, dafs eine Verzögerung der obersten Wasserfäden im freien Strome nicht stattfindet, sondern nur die Folge der Stauung sei, welche das vor Anker liegende Boot, von dem aus die Geschwindigkeitsmessung vorgenommen wird, erzeugt. Dagegen ist zu bemerken, dafs bei Geschwindigkeitsmessungen, zu deren Ausführung kein Boot benutzt wurde, die gröfste Geschwindigkeit gleichfalls unter dem Wasserspiegel gefunden worden ist.

[99]) Hagen, G. Über die Bewegung des Wassers in Strömen. Berlin 1869. — Über das von Hagen aufgestellte Gesetz, nach welchem die Geschwindigkeit des strömenden Wassers mit der Entfernung vom Boden sich vergröfsert. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1872, S. 476.

Für die Vertikalgeschwindigkeits-Parabel mit vertikaler Axe sind auch noch andere Hydrotekten[100]) eingetreten, und zwar hauptsächlich aus dem Grunde, weil eine so gestaltete Geschwindigkeitskurve die Geschwindigkeitsverhältnisse in der Nähe der Sohle zutreffender darstellt, als die Parabel mit horizontaler Axe.

Göcker und Junker nehmen an, dafs die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve aus zwei Parabeln zusammengesetzt ist. Näheres hierüber: Wochenbl. d. Arch.-Ver. zu Berlin 1867, S. 400. Auch in der in Anm. 100 genannten Abhandlung wird darauf hingewiesen, dafs die Luft einen ähnlichen Einflufs, wie die Sohle des Bettes ausüben, sonach eine Verzögerung der Geschwindigkeit an der Oberfläche veranlassen und eine, vom Widerstand an der Sohle unabhängige, besondere Parabel mit vertikaler Axe und dem Scheitelpunkt im Wasserspiegel erzeugen kann, sodafs sich die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve aus zwei Parabeln zusammensetzen würde, welche sich in einem Punkte unter dem Wasserspiegel vereinigen.

Bazin fand aus seinen Untersuchungen, dafs die Unterschiede zwischen der Oberflächengeschwindigkeit v_0 und der Geschwindigkeit v_x in einer beliebigen Tiefe t_x dem Quadrate der letzteren proportional ist. Er setzte:

$$v_x = v_0 - c\sqrt{RJ}\left(\frac{t_x}{t}\right)^2, \quad \ldots \quad 89.$$

worin J das Gefälle und c einen Erfahrungskoefficienten bezeichnet, von welchem noch die Rede sein wird. Da jedoch die fraglichen Untersuchungen nur an kleinen Kanälen angestellt wurden, so läfst sich obiger Ausdruck nur in Fällen anwenden, wo die gröfste Geschwindigkeit nahe an der Oberfläche vorkommt.

Das Ergebnis der bislang über die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve angestellten Untersuchungen und namentlich der neueren Messungen von Harlacher und v. Wagner[101]) ist, dafs zwar in vielen Fällen der gröfsere Teil jener Kurve durch eine Parabel — sei es durch eine solche mit horizontaler oder durch eine solche mit vertikaler Axe — ersetzt werden kann, dafs aber Abweichungen der Vertikalgeschwindigkeits-Kurve von der Parabelform nicht selten vorkommen, und dafs namentlich in der Höhe der Sohle natürlicher Wasserläufe und in der Höhe des Wasserspiegels derartige Abweichungen sehr gewöhnlich sind. Letztere erklären sich teils durch den Einflufs des Windes, welcher während der Messungen nach verschiedenen Richtungen hin wirken kann, teils aber auch durch den häufiger Änderung unterliegenden Luftdruck, welcher bald mehr, bald weniger eine Verzögerung des Wasserabflusses insbesondere an der Oberfläche zur Folge haben kann. Mit Hilfe der im obigen entwickelten Formeln lassen sich deshalb in der Regel nur Näherungswerte gewinnen.

In welcher Weise sich die Vertikalgeschwindigkeits-Kurven auf Grund ausgeführter Messungen gestalten, ist in 32 Vertikalen der Elbe bei Altengamm aus T. VII zu ersehen, wobei indessen zu berücksichtigen bleibt, dafs Messungen unmittelbar am Wasserspiegel und an der Sohle mit hydrometrischen Flügeln nicht ausführbar sind. Meist liegt zwar in diesen Vertikalen die gröfste Geschwindigkeit in den obersten Messungspunkten an der Oberfläche, nicht selten aber auch in gröfserer Tiefe, während ähnlich die geringste Geschwindigkeit nahe an der Sohle bisweilen jedoch auch in verschiedenen Höhen über derselben angetroffen wurde. Auch die parabolische Gestaltung der Vertikalgeschwindigkeits-Kurve macht sich im allgemeinen als Regel geltend, doch fehlt es auch nicht an Ausnahmen.

In 130 Vertikalen der Memel fand der Verfasser (vergl. Anmerkung 100) die gröfste Geschwindigkeit 80 mal in den obersten, 10 cm unter der Oberfläche belegenen Messungspunkten, 5 mal gleichzeitig dort und 50 cm tiefer, 35 mal 50 cm unter und 10 mal 1 m unter der Oberfläche, dagegen die geringste Geschwindigkeit 125 mal in den tiefsten Messungspunkten und nur 5 mal 30 bis 50 cm über denselben.

[100]) Schlichting. Die Sohlengeschwindigkeit und die Geschwindigkeitsskale der Ströme. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 75.

[101]) Harlacher. Die Messungen in der Elbe und Donau und die hydrometrischen Apparate und Methoden des Verfassers. Leipzig 1881 und v. Wagner. Hydrologische Untersuchungen. Braunschweig 1881. Im vierten Abschnitt des letztgenannten Werkes sind die Geschwindigkeitsverhältnisse, die Form der Vertikalkurven u. s. w. eingehend behandelt.

4. Mittlere Geschwindigkeit in einer Vertikalen des benezten Querprofils. Die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve giebt das Mittel an die Hand, die mittlere Geschwindigkeit v_m in einer Vertikalen zu bestimmen. Nimmt man für jene Kurve eine Vertikalparabel an, so mufs die mittlere Geschwindigkeit gleich sein der von jener Parabel eingeschlossenen Fläche, dividiert durch die Wassertiefe, also nach Fig. 54

$$v_m = \frac{1}{3}\left(2\,v_z + v_s + \frac{t_z}{t}\,(v_0 - v_s)\right), \quad \ldots \quad 90.$$

wobei vorausgesetzt ist, dafs die Geschwindigkeitskurve sich aus zwei Parabeln mit horizontaler Axe und demselben Scheitelpunkt zusammensetzt. Liegt die gröfste Geschwindigkeit an der Oberfläche, so wird

$$v_m = \frac{1}{3}(2\,v_0 + v_s) \quad \ldots \quad 91.$$

Für $v_s = 0$ ist

$$v_m = \frac{1}{3}\left(2\,v_z + \frac{t_z\,v_0}{t}\right).$$

Für $v_s = 0$ und $v_z = v_0$ ist

$$v_m = \frac{2}{3}\,v_0.$$

Aus Gleichung 86 läfst sich auch jedesmal die gröfste mittlere Geschwindigkeit v_{mz} eines Querprofils finden, wenn man die fragliche Vertikalebene durch die Stromrinne legt und alsdann die betreffenden Werte für v_0, v_s, v_z, t_z und t einführt.

In gleicher Weise ergiebt sich für die Hagen'sche Vertikalgeschwindigkeits-Parabel Fig. 55

$$v_m = \frac{1}{3}(2\,v_0 + v_s),$$

welcher Ausdruck selbstredend mit Gleichung 91 übereinstimmen mufs.

Am einfachsten findet man v_m mit Hilfe des Planimeters. Man umfährt damit die von der Vertikalgeschwindigkeits-Kurve eingeschlossene Fläche und dividiert sie durch t.

Verschiedene Hydrauliker haben empirische Formeln für das Verhältnis der mittleren Geschwindigkeit in einer Vertikalen zur gröfsten (Oberflächen-) Geschwindigkeit aufgestellt. Hagen nimmt an, dafs unter gewöhnlichen Umständen die mittlere Geschwindigkeit etwa $^6/_7$ der Oberflächengeschwindigkeit beträgt.

Nimmt man die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve als Gerade an und benutzt man die Gleichung 79, so ist danach die Sohlengeschwindigkeit $v_s = (1 - 0{,}17)\,v_0 = 0{,}83\,v_0$, vergl. auch § 13 dieses Kapitels.

Demnach die mittlere Geschwindigkeit

$$v_m = \frac{v_0 + v_s}{2} \quad \text{oder} \quad v_m = 0{,}915\,v_0 \quad \ldots \quad 92.$$

Prony setzt

$$v_m = \frac{v_0 + 2{,}372}{v_0 + 3{,}153}\,v_0 \quad \ldots \quad 93.$$

Baumgarten fand, dafs diese Formel bei Geschwindigkeiten von über 1,5 m zu grofse Werte giebt, und empfiehlt für solche Fälle

$$v_m = 0{,}8\,\frac{v_0 + 2{,}372}{v_0 + 3{,}153}\,v_0 \quad \ldots \quad 94.$$

Von Lahmeyer wurde angegeben:

$$\left.\begin{aligned} v_m &= 0{,}937\,v_0 - 0{,}0252\,v_0^2; \quad v_s = (0{,}8617 - 0{,}0469\,t)\,v_0;\\ v_x &= [t - (0{,}1383 + 0{,}0469\,t)\,t_x]\,\frac{v_m}{t}. \end{aligned}\right\} \quad \ldots \quad 95.$$

Ferner benutzt man vielfach den Ausdruck

$$v_m = \frac{1 + 0{,}2676\,\sqrt{t}}{2 + 0{,}4014\,\sqrt{t}}\,v_0 \quad \ldots \quad 96.$$

Humphreys und Abbot fanden, dafs in einer Vertikalen ein gleichbleibendes Verhältnis zwischen v_m und v_0 nicht bestehe. Vielmehr sei das Verhältnis zwischen der Geschwindigkeit in der halben Tiefe und der mittleren Geschwindigkeit gleichbleibend, und zwar betrage die letztere das 0,34- bis 0,98-fache der ersteren.

Rapp giebt in seinem Werke (vergl. S. 184) ebenfalls Formeln für die Vertikalgeschwindigkeits-Kurve, sowie für die mittlere, Oberflächen- und gröfste Geschwindigkeit im Querprofil, die auf Grund

von Beobachtungen in den verschiedensten Wasserläufen empirisch auf dem Wege der Versuche ermittelt wurden, ohne die Methode der Ermittelung der Formeln erkennen zu lassen. Beispielsweise ist danach die gröfste Geschwindigkeit v_{max} im rechteckigen Querprofil

$$v_{max} = 23 \sqrt[9]{b} \sqrt[36]{t^{17}} \sqrt[9]{J^4},$$

oder

$$v_{max} = 23 \sqrt[36]{b^4 \, t^{17} \, J^{36}} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 97.$$

Alle solche empirischen Ausdrücke können keinen Anspruch auf allgemeine Giltigkeit haben, weil der Widerstand am benetzten Umfang ein verschiedener ist, und von diesem das Verhältnis $\frac{v_m}{v_0}$ abhängig sein mufs.

Ebenso war man vielfach bemüht, diejenige Tiefe t_m in einer Vertikalen zu bestimmen, in welcher die mittlere Geschwindigkeit v_m zu finden ist.

Humphreys und Abbot fanden, dafs v_m in 0,66 der gesamten Wassertiefe, vom Wasserspiegel aus gerechnet, vorkommt, also

$$\frac{t_m}{t} = 0{,}66 \quad \ldots \ldots \ldots \quad 98.$$

Hagen entnimmt dagegen seiner Geschwindigkeits-Parabel

$$\frac{t_m}{t} = 0{,}5555 \left(= \frac{5}{9}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 99.$$

Bei Annahme einer Geschwindigkeits-Parabel mit horizontaler Axe wird

$$\frac{t_m}{t} = \sqrt{1/3} = 0{,}5773 \quad \ldots \ldots \ldots \quad 100.$$

Auch Heinemann gelangt in seiner „Rationaltheorie der Bewegung des Wassers“ (Hagen 1872) zu dem Verhältnis

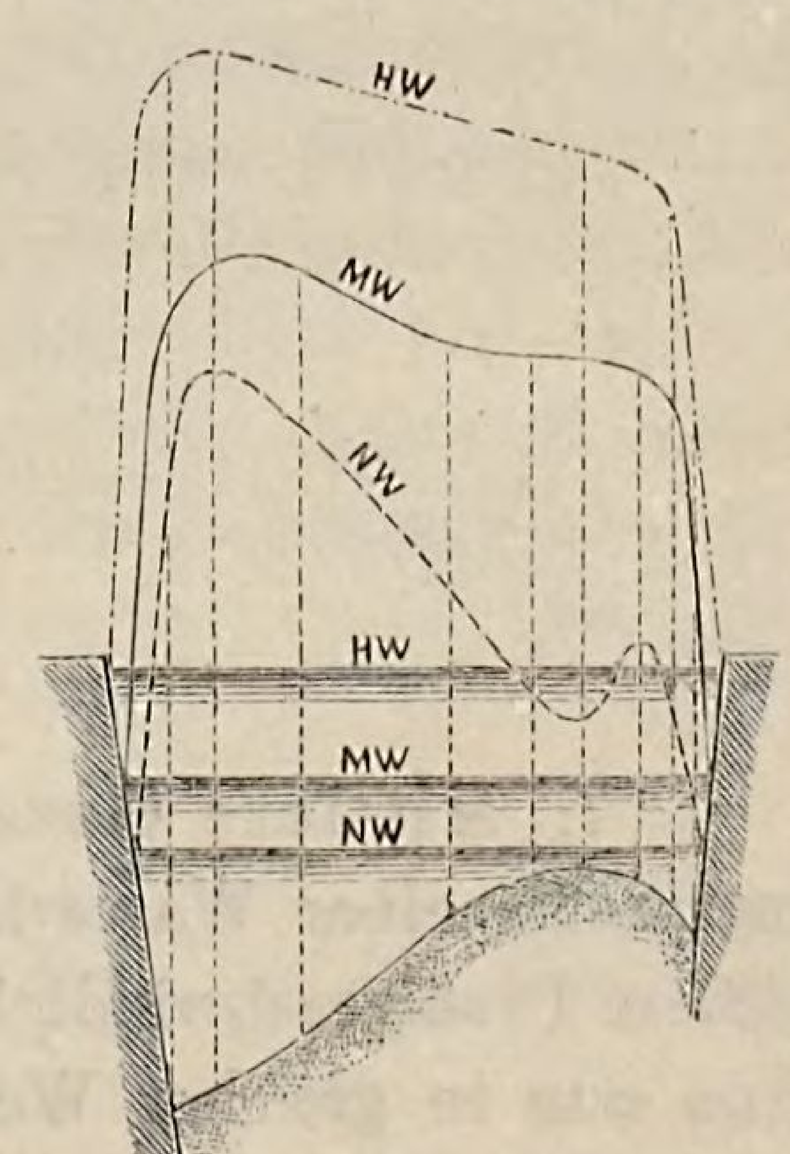
$$\frac{t_m}{t} = 0{,}577 \quad \ldots \ldots \ldots \quad 101.$$

Allein auch hier läfst sich ein gleichbleibendes Verhältnis schon deshalb nicht auffinden, weil die Vertikalgeschwindigkeits-Kurven an derselben Stelle eines Stromprofils bei verschiedenen Wasserständen einander unähnlich sind.

5. Verschiedenheit der Geschwindigkeit in einer Horizontalen des benetzten Querprofils. Wenn man ein Querprofil in sehr schmale Horizontalstreifen zerlegt und für irgend einen derselben sich die Geschwindigkeit als Ordinaten aufgetragen denkt, so ergiebt sich durch die Endpunkte der letzteren eine Kurve, welche bei regelmäfsigem Profil gleichfalls durch eine Parabel, deren Scheitel in der Stromrinne liegt, ersetzt werden kann.

Fig. 56.

Wasserspiegel-Geschwindigkeitskurven des Rheins bei Germersheim.

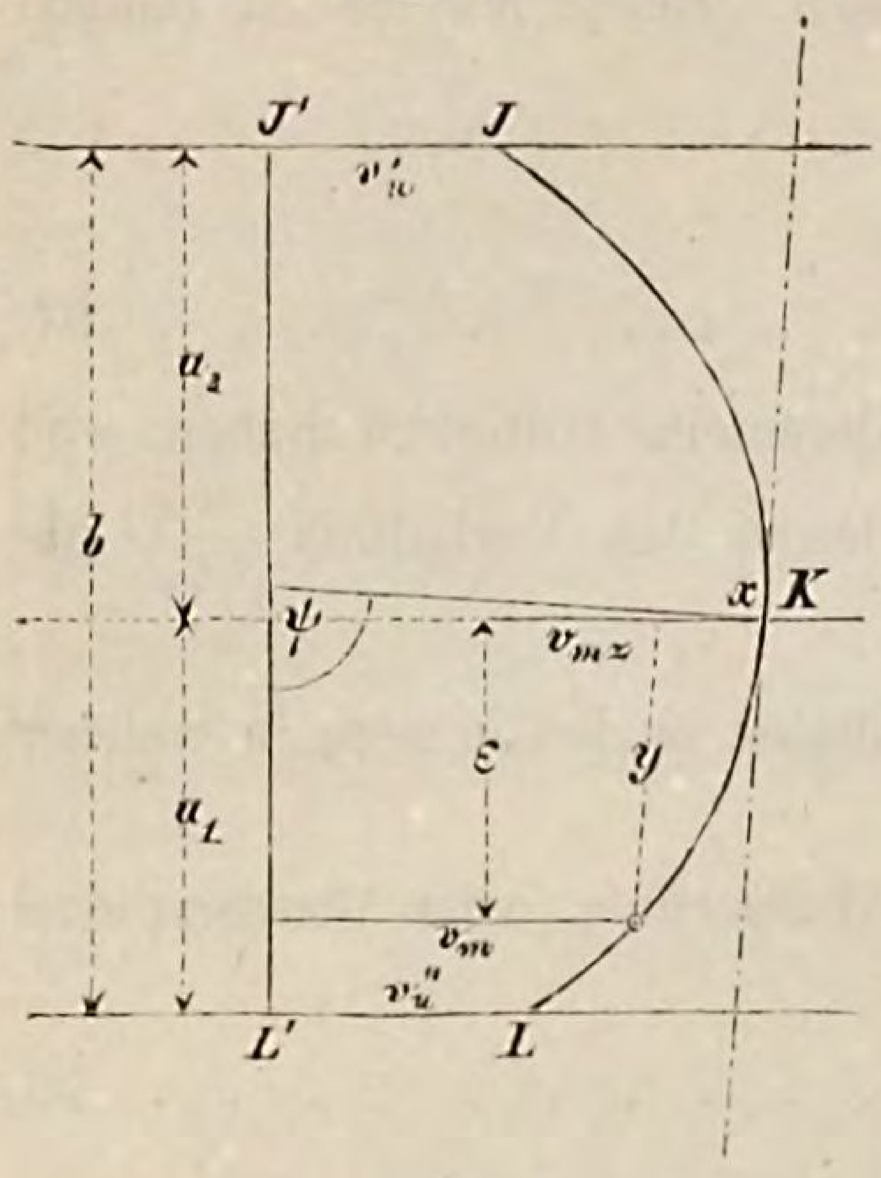


Dies wurde durch die Messungen von Humphreys und Abbot für den Mississippi nachgewiesen. Abweichungen treten jedoch infolge der Unregelmäfsigkeiten des Profils und der Materialbewegung sehr häufig auf.

Bei unregelmäfsigen Profilen ist auch jene Kurve unregelmäfsig. Zahlreiche Messungen am Rhein haben gezeigt, dafs die Wasserspiegel-Geschwindigkeitskurve bei kleinen und mittleren Wasserständen immer mit der Form des Querprofils Ähnlichkeit hat (Fig. 56).

Grebenau stellt den Satz auf: An Kies führenden Strömen ist die Wasserspiegel-Geschwindigkeitskurve an einer beliebigen Stelle des Querprofils unter sonst gleichen Umständen eine Funktion der zugehörigen Wassertiefe. Oder einfacher: Die örtliche Wassertiefe bedingt die Gröfse der Oberflächengeschwindigkeit.

Fig. 57.



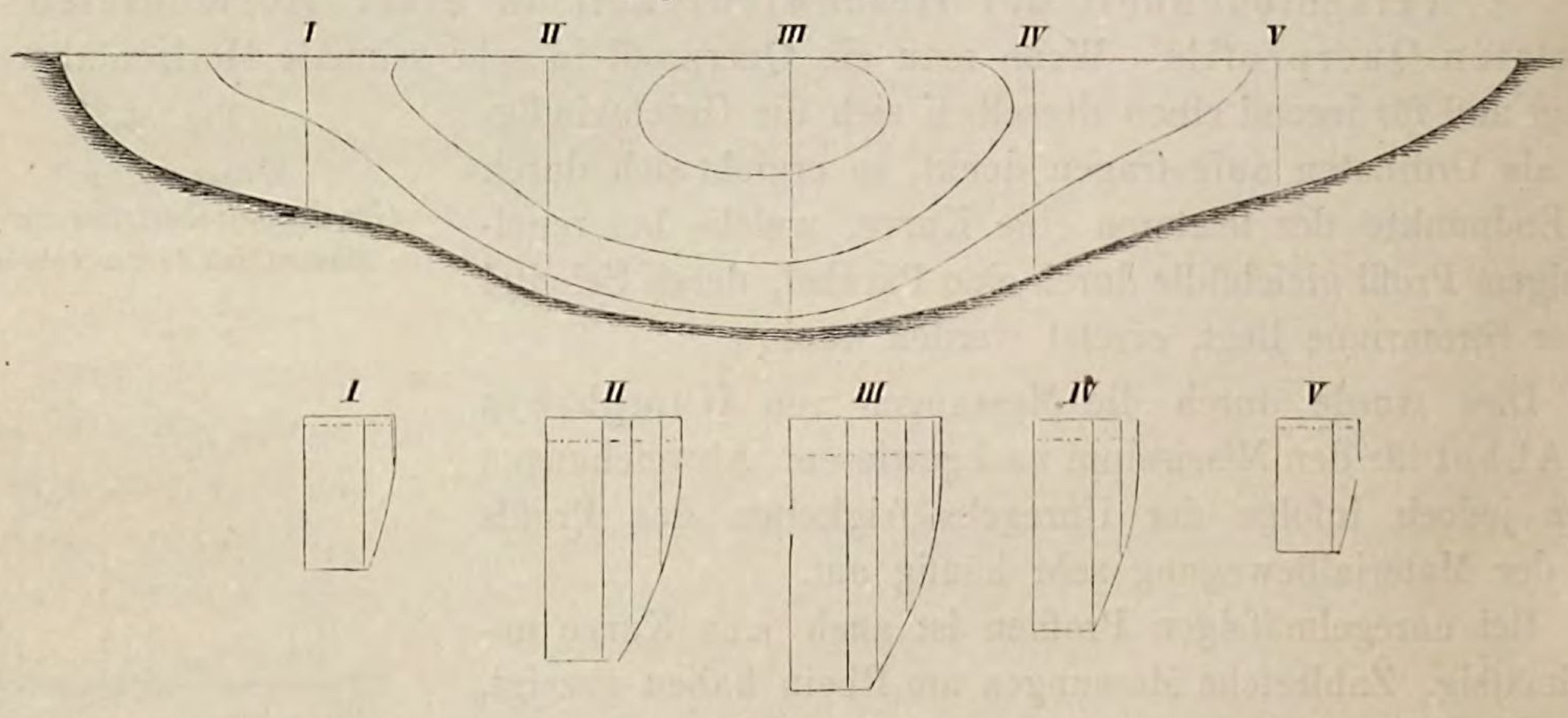
Ermittelt man in der unter 4. angegebenen Weise für die verschiedenen Vertikalen eines regelmäfsigen Querprofils die mittlere Geschwindigkeit v_m, und trägt man diese von der Wasserspiegellinie $J' L'$ (Fig. 57) aus an den betreffenden Stellen als Ordinaten auf, so läfst sich durch die Endpunkte derselben gleichfalls annähernd eine Parabel $J K L$ — die sogenannte mittlere Horizontalgeschwindigkeits-Parabel — legen.

Die an der Saale und Unstrut vorgenommenen Messungen berechtigen zu der Annahme, dafs daselbst die Axe dieser Parabel nicht normal zu dem betreffenden Flufsprofile steht, sondern der betreffende Winkel ψ etwas kleiner als 90 Grad ist. Die Differenz ist indessen eine sehr geringe und auch für andere Flüsse noch nicht erwiesen. Man kann deshalb für die gewöhnlichen Fälle genau genug $\sphericalangle \psi = 90$ Grad annehmen. Bezeichnet nun v_{mz} die mittlere Geschwindigkeit im Anfangspunkt der Parabel, v_m die mittlere Geschwindigkeit für einen beliebigen Punkt $x\, y$ im Abstande ε von der Stromrinne, endlich P_4 den Parameter, so ist die Gleichung der mittleren Horizontalgeschwindigkeits-Parabel

$$\varepsilon^2 = P_4 (v_{mz} - v_m) \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 102.$$

6. Isotachen. Die Verschiedenheit der Geschwindigkeit an den einzelnen Stellen eines Querprofils läfst sich am einfachsten in nachstehender Weise darstellen. Man trägt die in den einzelnen Vertikalen *I, II, III, IV, V* (Fig. 58) des Profils gemessenen Geschwindigkeiten als Ordinaten auf und konstruiert die verschiedenen Vertikalgeschwindigkeits-Kurven. Zieht man nun in jeder Figur, gleichen Geschwindigkeitsunterschieden entsprechend, vertikale Gerade, so ergeben sich die den zugehörigen Geschwindigkeiten entsprechenden Wassertiefen, welche man in das Querprofil übertragen kann. Die auf diese Weise erhaltenen Punkte lassen sich durch stetig gekrümmte Linien miteinander verbinden, wodurch man Kurven gleicher Geschwindigkeit erhält. Für dieselben empfiehlt sich die Bezeichnung Isotachen.

Fig. 58. *Isotachen.*



7. Mittlere Geschwindigkeit in einer Wasserlaufstrecke. Da sich die Querprofile einer Wasserlaufstrecke meistenteils ununterbrochen ändern, so ist auch die mittlere Profilgeschwindigkeit in der Regel fortwährenden Änderungen unterworfen. Man kann nun in gleicher Weise, wie man vom Durchschnittsprofil F_d und von der durchschnittlichen Wassermenge Q_d einer Wasserlaufstrecke spricht, auch deren durchschnittliche mittlere Geschwindigkeit v_d ermitteln.

Verschiedene Hydrotekten waren bemüht, das Verhältnis zwischen der mittleren Geschwindigkeit v und der gröfsten Oberflächengeschwindigkeit einer Strecke v_{0_z} festzustellen.

So setzte z. B. Lahmeyer

$$v = 0{,}75\, v_{0z} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 103.$$

Bazin fand, dafs das Verhältnis $\frac{v_{0z}}{v}$ mit der Zunahme des Widerstandes des benetzten Umfangs abnimmt, seine Gleichung erhielt deshalb die Form

$$\frac{v_{0z}}{v} = 1 + 14\sqrt{\frac{RJ}{v^2}},$$

woraus

$$v = v_{0z} - 14\sqrt{RJ} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 104.$$

Dasselbe, was schon auf S. 189 betreffs Aufstellung eines Ausdrucks für das Verhältnis $\frac{v_m}{v_0}$ gesagt wurde, hat auch hier seine Giltigkeit. Ein für alle Fälle gleichbleibendes Verhältnis $\frac{v_{0z}}{v}$ giebt es nicht. Indessen kann die Gleichung 104 für kleinere Wasserläufe und in Fällen, wo es sich um keine sehr genaue Wassermessung handelt, ohne weiteres Anwendung finden. Sie liefert alsdann schon hinreichende Ergebnisse und gestattet eine sehr bequeme Handhabung, da man die Gröfsen R, J und v_{0z} (die letzteren mittels des Oberflächenschwimmers) leicht ermitteln kann.

§ 27. Theorie der Bewegung des Wassers. Die Hauptaufgabe der Theorie der Bewegung des Wassers besteht darin, die Beziehungen zwischen den Abmessungen des Querprofils eines Wasserlaufs, dem Gefälle desselben und der mittleren Profilgeschwindigkeit aufzustellen. Man wird hierdurch in den Stand gesetzt: a. bei gegebenem Profil und Gefälle die Wassermenge zu berechnen, b. aus der Wassermenge und dem Gefälle das Profil zu bestimmen, c. aus dem Profil, sowie aus der mittleren hydraulischen Tiefe und der Geschwindigkeit das Gefälle zu finden u. s. w.

Wenn in einem Wasserlaufe in gleichen Zeiten auch gleiche Wassermengen durchfliefsen, wenn sonach das Produkt $Q = Fv$ auf die ganze Länge desselben eine unveränderliche Gröfse ist, so ist er im Beharrungszustande. Hieraus folgt das einfache Gesetz: Ist ein Wasserlauf im Beharrungszustande, so verhalten sich die mittleren Geschwindigkeiten zweier Querprofile umgekehrt wie ihre Flächeninhalte. In den nachstehenden Untersuchungen soll immer der Beharrungszustand oder die stete Bewegung vorausgesetzt werden.

Das Wasser bewegt sich in einem Wasserlaufe nach den Gesetzen der Schwere und des freien Falles. Es müfste mit immer mehr beschleunigter Geschwindigkeit abfliefsen, wenn nicht durch den Bewegungswiderstand eine Verzögerung eintreten würde.

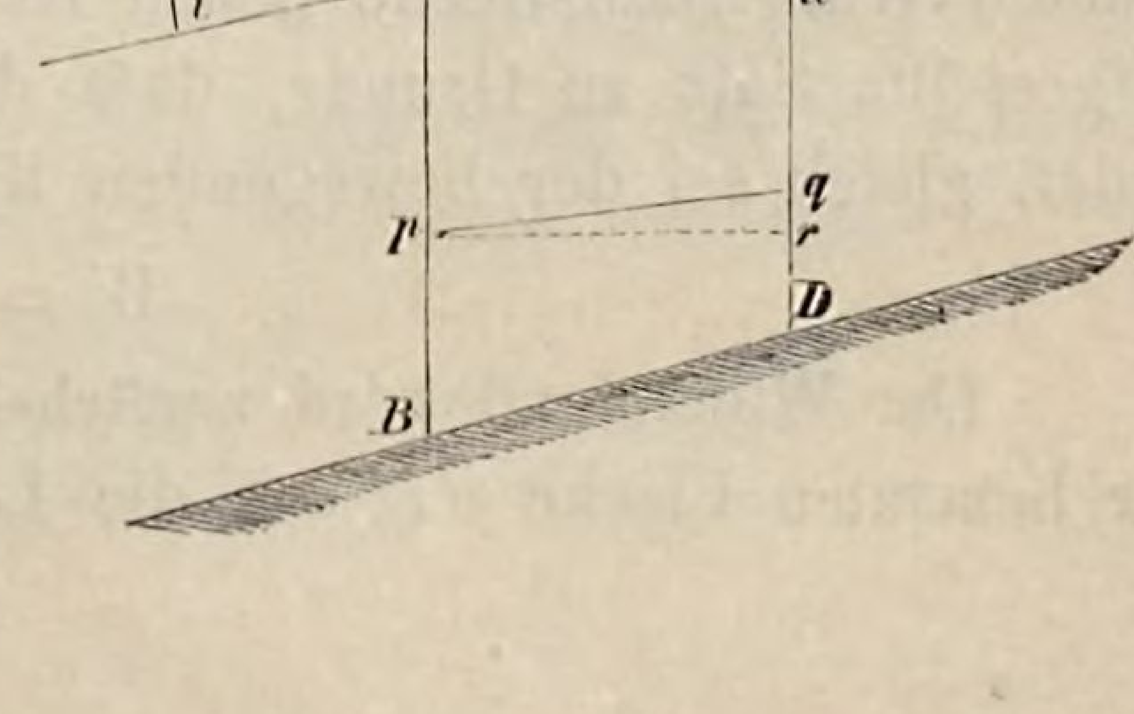
Die Wirkung der Schwerkraft ist im vorliegenden Falle eine doppelte. Dieselbe bewirkt einerseits eine Beschleunigung der oberen Wasserelemente über den darunter befindlichen, andererseits einen Unterschied des Druckes an den Enden dieser Elemente.

Es seien AB und CD (Fig. 59) zwei Querprofile, i sei der Neigungswinkel des Wasserspiegels gegen den Horizont oder der Gefällswinkel. Ferner sei pq ein beliebiges Wasserelement von der Länge 1 und der Masse m. Zieht man pr horizontal und ist g die Beschleunigung der Schwere, so ist $g \cdot \overline{qr}$ die Beschleunigung dieses Wasserelementes, sonach die bewegende Kraft $m \cdot g \cdot \overline{qr}$. Aufserdem ist noch der Druckunterschied von $\overline{Ap}$ und $\overline{Cq}$ wirksam; die hierdurch hervorgebrachte Wirkung läfst sich ausdrücken durch

$$m \cdot g\,(\overline{Cq} - \overline{Ap}) = m \cdot g \cdot \overline{Cs},$$

wenn $\overline{As}$ parallel zu pq gezogen wird.

Fig. 59.



Die gesamte Wirkung der Schwerkraft welche die Bewegung des Wasserelementes hervorbringt, ist demnach

$$m \,.\, g \,.\, \overline{qr} + m \,.\, g \,.\, \overline{Cs} = m \,.\, g\, (\overline{qr} + \overline{Cs}) = m \,.\, g \,.\, \overline{Cu}$$

oder nahezu $m\,g\,sin\,i = m\,g\,J$, wenn man mit J das relative Gefälle bezeichnet.

Das Gleiche läfst sich von allen Wasserelementen zwischen den Profilen AB und CD nachweisen, sodafs sich allgemein die Wirkung der Schwerkraft zwischen diesen zwei Profilen ausdrücken läfst durch

$$T = M\,g\,J, \qquad \ldots \ldots \ldots \qquad 105.$$

wenn M die Summe aller Molekulmassen zwischen diesen beiden Profilen bezeichnet. Führt man statt der Masse M das Gewicht G des zwischen den beiden Querprofilen AB und CD gelegenen Wasserkörpers ein, so ist auch die bewegende Kraft des Wassers

$$T = G\,J \qquad \ldots \ldots \ldots \qquad 106.$$

Da das relative Gefälle J eines Wasserlaufes immer sehr klein ist, so ist es gleichgiltig, ob dafür der (im Bogenmafs ausgedrückte) Gefällswinkel (i) oder der Sinus ($sin\,i$) oder die Tangente desselben ($tang\,i$) gesetzt wird.

Der bewegenden Kraft entgegen wirkt die verzögernde Kraft oder der Bewegungswiderstand. Dieser setzt sich zusammen:

a. Aus der Zähflüssigkeit der Wasserteilchen untereinander;
b. aus dem Widerstande der atmosphärischen Luft, namentlich der Luftströmungen;
c. aus der Adhäsion am benetzten Umfang;
d. aus dem Widerstande, den die mitgeführten Sinkstoffe erzeugen;
e. aus dem Widerstande, welcher aus dem Verluste an lebendiger Kraft in Krümmungen des Wasserlaufs entsteht und
f. aus dem Widerstande, welcher aus dem Verluste an lebendiger Kraft bei Änderungen in der Breite und Tiefe des Bettes hervorgeht.

Diese Bewegungswiderstände lassen sich sehr schwer einzeln untersuchen, namentlich fehlen bei ihrer Bestimmung bis jetzt sichere Grundlagen für die Berechnung. Man mufs sich zur Zeit darauf beschränken, unter Berücksichtigung derjenigen Bewegungswiderstände, welche von hervorragendem Einflusse sind, summarische Rechnungen zu veranstalten und empirische Formeln aufzustellen. Derartige Rechnungen können aber bei ihrer Anwendung auf bestimmte Fälle nur annähernd richtige Ergebnisse liefern. Die Ergebnisse sind deshalb soweit thunlich mit unmittelbaren Beobachtungen zu vergleichen und nötigenfalls zu berichtigen.

Die Bewegung des Wassers ist entweder (vergl. § 24) eine gleichartige oder eine ungleichartige.

§ 28. Theorie der gleichartigen (gleichförmigen) Bewegung. Die Bewegung des in Wasserläufen abfliefsenden Wassers wird schon als eine gleichartige angenommen, wenn die mittlere Geschwindigkeit in den einzelnen Querprofilen der in Betracht kommenden Wasserlaufstrecke gleich ist. Der Theorie liegt ferner der von Brahms 1753 aufgestellte Satz zu Grunde, dafs der Widerstand W, den das Wasser beim Abflufs findet, gleich sei der bewegenden Kraft oder

$$W = T \qquad \ldots \ldots \ldots \qquad 107.$$

Der Widerstand wird zunächst vom Flufsbett erzeugt und ist insoweit proportional der benetzten Fläche $p\,.\,l$ auf die Länge l der Wasserlaufstrecke, hängt aber auch noch

von anderen Faktoren ab, über welche noch verschiedene Ansichten herrschen. Der Widerstand wird aber auch nahezu proportional dem Quadrate der mittleren Profilgeschwindigkeit v angenommen, sodafs

$$W = A \,.\, p \,.\, l \,.\, v^2, \qquad \qquad 108.$$

wenn A einen Erfahrungswert bezeichnet, während sich nach Formel 106 die bewegende Kraft $T = G \,.\, J$ ergeben hat.

Auf Grund dieser Sätze, die indessen nur annähernd zutreffen, weil in natürlichen Wasserläufen zwischen Angriffs- und Widerstandskraft Gleichgewicht vielfach nicht vorhanden ist, sind zahlreiche sogenannte Geschwindigkeitsformeln aufgestellt worden, von denen die zur Zeit gebräuchlichsten nachstehend erörtert sind. Sämtliche Geschwindigkeitsformeln lassen sich auf die älteste, welche die „Grundformel" genannt werden möge, zurückführen und unterscheiden sich nur durch den Widerstandskoefficienten.

Ältere Geschwindigkeitsformeln.

1. Grundformel von Chézy-Eytelwein. Chézy bildete i. J. 1755 die Formel auf Grund vorstehender Sätze, während Eytelwein aus 91 Messungen von Dubuat, Brünings, Funk und Woltman den Wert des Widerstandskoefficienten bestimmte. Danach ergab sich

$$W = T,$$

$$A \,.\, p \,.\, l \,.\, v^2 = G \,.\, J = F \,.\, l \,.\, \gamma \,.\, J,$$

da $G = F \,.\, l \,.\, \gamma$. Hieraus ist

$$J = \frac{A \,.\, p}{\gamma \, F} v^2.$$

Setzt man $\frac{A}{\gamma} = \zeta$ und $\frac{p}{F}$ (nach Gleichung 65, S. 180) $= \frac{1}{R}$, so ist

$$J = \zeta \,.\, \frac{1}{R} \,.\, v^2$$

oder

$$\sqrt{\frac{R \,.\, J}{\zeta}} = v,$$

und unter Bezeichnung von $\frac{1}{\sqrt{\zeta}} = c$

$$v = c \sqrt{R \,.\, J} \qquad \qquad 109.$$

Eytelwein berechnete den Wert von $\zeta = 0{,}0003856$ und den Wert des Widerstandskoefficienten $c = \frac{v}{\sqrt{R \,.\, J}} = 50{,}9$.

Vorstehende Grundformel war sehr lange im Gebrauch und findet auch heute noch Anwendung, trotzdem der Koefficient $c = 50{,}9$ keine allgemeine Giltigkeit besitzt. Zahlreiche Messungen haben ergeben, dafs der Wert von c nicht gleichbleibt, vielmehr von der Art des Wasserlaufs, namentlich von der Geschwindigkeit, der Wassertiefe, dem Gefälle und von der Art der Sinkstoffe abhängt. Das Abhängigkeitsverhältnis von der Geschwindigkeit wurde von Weisbach und Rühlmann nachgewiesen. Danach ist für

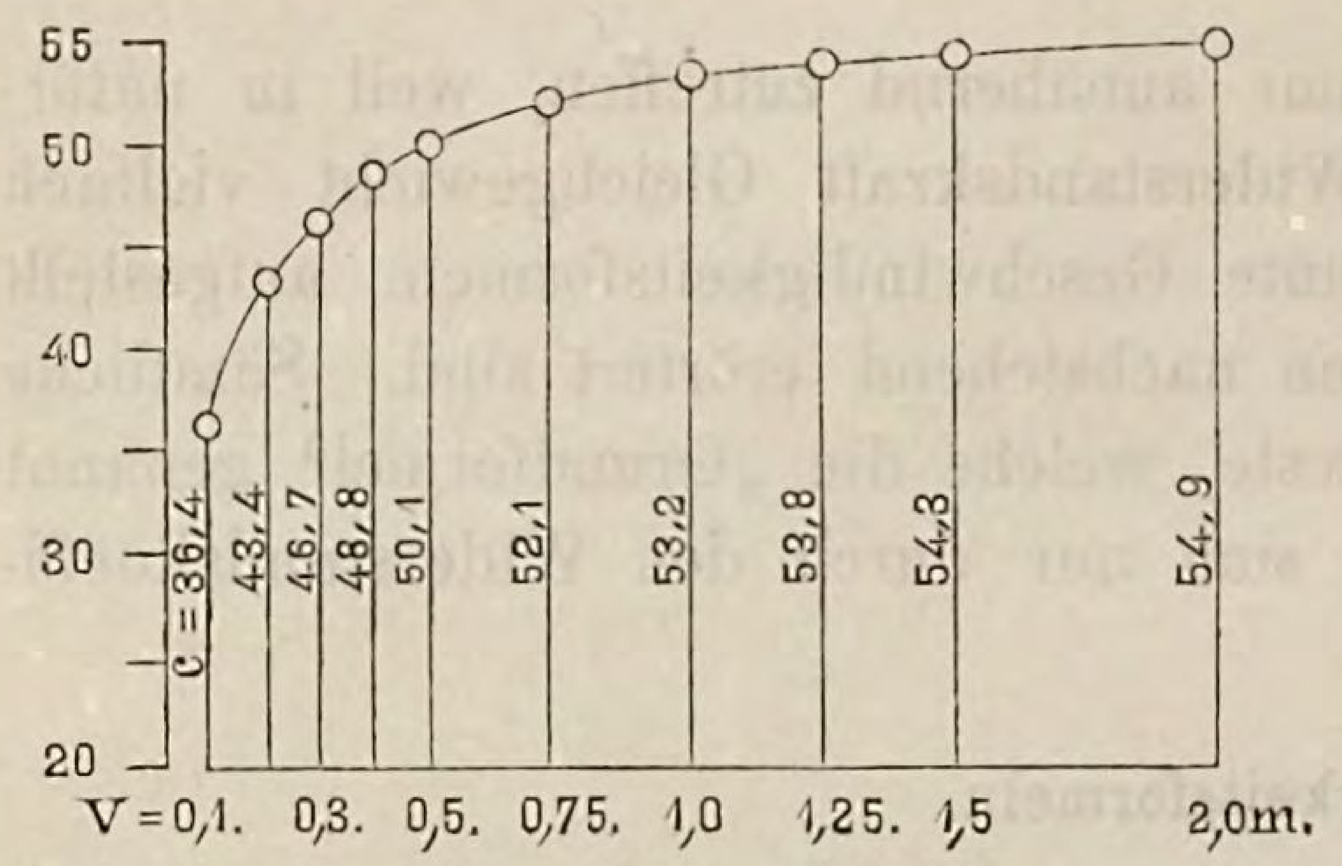
$v =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1,0	1,25	1,50	2,0 m
$c =$	36,4	43,4	46,7	48,8	50,1	52,1	53,2	53,8	54,3	54,9 m.

Nach Bornemann (Polyt. Centralbl. 1845, S. 308) ist

$$\zeta = 0{,}000\,313\,143 + \frac{0{,}000\,041\,4977}{\sqrt{v}} \qquad \qquad 110.$$

In diesen, sowie in allen folgenden Fällen, wo der Koefficient ζ bezw. c von der Geschwindigkeit v abhängig ist, mufs man bei Berechnung der letzteren schon einen Näherungswert von v haben. Am einfachsten entnimmt man diesen der Chézy-Eytelwein'schen Formel $v = 50{,}9\sqrt{RJ}$. Alsdann kann man ζ bezw. c bestimmen und den gefundenen Wert in die betreffende Geschwindigkeitsformel einsetzen. Weicht der nunmehr für v gefundene Wert von dem Näherungswert wesentlich ab, so mufs man eine Korrektur in der Weise vornehmen, dafs man das eingeschlagene Verfahren wiederholt.

Fig. 60.



Bei graphischer Auftragung vorstehender Werte von v und c wächst c nach einer regelmäfsigen Kurve (Fig. 60), doch erfolgt die Zunahme des Wertes von c bei Geschwindigkeiten von mehr als 0,75 m in viel geringerem Grade, als bei kleineren Geschwindigkeiten.

Ebenso findet man auch bei Untersuchung des Abhängigkeitsverhältnisses des Wertes c vom Gefälle (vergl. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1888, S. 400), dafs c bei grofsen Gefällen weniger zunimmt, als bei kleineren. Hierbei ist indessen der Einflufs der Rauhigkeit und der Gestaltung des benetzten Umfangs noch nicht zum Ausdruck gebracht.

Die Beziehungen zwischen dem älteren Koefficienten ζ und dem Koefficienten c sind durch die Gleichungen

$$c = \frac{1}{\sqrt{\zeta}} \quad \text{und} \quad \zeta = \frac{1}{c^2}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad 111.$$

gegeben.

Bei Aufstellung aller weiteren Geschwindigkeitsformeln hat es sich darum gehandelt, in den Ausdruck $v = c\sqrt{RJ}$ die Abhängigkeit des Koefficienten c von sämtlichen bei der Bewegung des Wassers in Betracht kommenden Faktoren, insbesondere auch den Widerständen zu ermitteln.

2. Formel von Prony. Einer der ersten, welche das Chézy'sche Gesetz als mit der Wirklichkeit nicht zutreffend erklärten, war Prony. Da nach den Untersuchungen Coulomb's für den Widerstand am benetzten Umfang zwei Ausdrücke eingeführt werden sollten, wovon der erste mit der Geschwindigkeit, der zweite mit dem Quadrate der Geschwindigkeit wächst, so gestaltete Prony seine Geschwindigkeitsformel in folgender Weise:

$$RJ = \alpha v + \beta v^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 112.$$

Zur Zurückführung dieser Formel auf die Grundformel ist:

$$\frac{RJ}{v^2} = \frac{\alpha v}{v^2} + \beta = \frac{\alpha}{v} + \beta$$

$$\sqrt{\frac{RJ}{\frac{\alpha}{v} + \beta}} = v = \frac{1}{\sqrt{\frac{\alpha}{v} + \beta}}\sqrt{RJ},$$

daher Koefficient $c = \dfrac{1}{\sqrt{\frac{\alpha}{v} + \beta}}$.

Aus 30 Versuchen Dubuat's und einem Versuche Chézy's bestimmte Prony die Koefficienten $\alpha = 0{,}000\,044\,45$ und $\beta = 0{,}000\,309\,31$.

Später schlug Eytelwein, gestützt auf diese 31 und auf weitere 55 Messungsergebnisse deutscher Hydrauliker (Brünings, Woltman und Funk) vor, $\alpha = 0{,}000\,0243$ und $\beta = 0{,}000\,366$ zu setzen.

Lahmeyer leitete aus 218 eigenen, 4 Woltman'schen und 33 Dubuat'schen Versuchen $\alpha = 0{,}000\,022\,1035$ und $\beta = 0{,}000\,377\,686$ ab.

Hagen setzte $\alpha = 0{,}000\,057\,83$ und $\beta = 0{,}000\,218\,06$. —

Der Chézy'schen Formel 109 ähnlich gestaltet ist:

3. Die Formel von Lahmeyer (Allg. Bauz. 1852, S. 149):

$$R\,J = \alpha\, v^{3/2} \quad \ldots\ldots \quad 113.$$

Im Mittel soll der Koefficient $\alpha = 0{,}000\,4021$, für kleinere Wasserläufe $= 0{,}000\,361$, für Flüsse und Ströme $= 0{,}000\,425$ gesetzt werden.

4. Formel von de Saint Vénant (Formules et Tables nouvelles pour la solution des problèmes relatifs aux eaux courantes. Paris 1851):

$$R\,J = \alpha\, v^{21/11}, \quad \ldots\ldots \quad 114.$$

worin $\alpha = 0{,}000\,4012$ angegeben ist.

5. Formel von Dupuit. Dieselbe ist der Prony'schen Formel ähnlich und hat die Form

$$R\,J = \alpha\, v_s + \beta\, v_s^2 \quad \ldots\ldots \quad 115.$$

Der Unterschied besteht darin, daſs an Stelle der mittleren Profilgeschwindigkeit v die Sohlengeschwindigkeit v_s eingeführt ist. Für die Koefficienten setzte Dupuit $\alpha = 0{,}000\,81$ und $\beta = 0{,}000\,36$. Ferner nahm derselbe an, daſs die mittlere Profilgeschwindigkeit eine Funktion der Sohlengeschwindigkeit, des mittleren Radius, des Gefälles und der mittleren Tiefe sei. Er setzte $v = v_s + 800\, R\, J\, t_m$. Letztere Annahme ist durch Versuche nicht erwiesen und widerspricht der Erfahrung, daſs die gröſste Geschwindigkeit in einer Vertikalen häufig unter dem Wasserspiegel liegt.

Mängel der älteren Formeln. Trotz der vorangegebenen Verbesserungen der Chézy-Eytelwein'schen Geschwindigkeitsformel genügen alle älteren Formeln nicht. Denn die Beobachtungen haben gelehrt, daſs der Koefficient c sich nicht bloſs mit der Geschwindigkeit ändert, sondern auch abhängig ist von dem Grade der Rauheit des benetzten Umfanges, von der mittleren hydraulischen Tiefe R, von dem Gefälle J, von der Art der mitgeführten Sinkstoffe und selbst von der Form der Längen- und Querprofile.

Infolge dessen haben die älteren Geschwindigkeitsformeln kaum einen anderen Vorzug, als den der groſsen Einfachheit. Sie liefern häufig ganz unverläſsliche Ergebnisse.

§ 29. Neuere Geschwindigkeitsformeln. 1. Formel von Humphreys und Abbot. Auf Grundlage der in § 26, S. 184 erwähnten zahlreichen Messungen am Mississippi stellten die genannten beiden amerikanischen Ingenieure nachstehende Formel auf:

$$v = \left(\sqrt{0{,}0025\, m + \sqrt{68{,}72\, r \sqrt{J}}} - 0{,}05 \sqrt{m}\right)^2 \quad \ldots\ldots \quad 116.$$

Betreffs der Gröſse r mag auf die Gleichung 67, und da es sich hier um einen sehr groſsen Strom handelt, auch auf Gleichung 68 verwiesen werden. Die Gröſse m, welche bereits in Gleichung 86 aufgenommen wurde, ist eine Erfahrungszahl, welche bei kleinen Wasserläufen gröſser ist, als bei Flüssen und Strömen.

Bei Wassertiefen von	4,5 bis 3,5	2,2	1,4	0,2 m
ist $m =$	0,18	0,58	1,07	1,10 m

Als einen allgemeinen Wert von m, welcher R enthält und dieser Zahlenreihe entspricht, fand man

$$m = \frac{0{,}933}{\sqrt{R} + 0{,}457} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 117.$$

2. Formel von Grebenau. Da die Formel von Humphreys und Abbot für den Gebrauch etwas unbequem ist, so schlug Grebenau[102]) mit Rücksicht darauf, dafs die erste und dritte Stelle mit dem Werte m in der Gleichung 116 nur sehr kleine Gröfsen sind, diese beide Stellen wegzulassen und sich einfach der Formel zu bedienen

$$v = \sqrt{68{,}72\, r\sqrt{J}} = 8{,}29\sqrt{r\sqrt{J}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 118.$$

Dabei werden die v etwas zu grofs, und zwar desto mehr, je kleiner der betreffende Wasserlauf ist. Deshalb berechnete Grebenau aus einer Zahl von Messungsergebnissen Korrektionskoefficienten β, welche zwischen 0,85 und 0,95 liegen. Allgemein wäre demnach

$$v = \beta\, 8{,}29\sqrt{r\sqrt{J}}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 119.$$

worin	für Wassergräben von weniger als	1	qm	Querschnitt	$\beta = 0{,}8543$
	„ kleine Bäche von	1— 5	„	„	$\beta = 0{,}8796$
	„ gröfsere Bäche von	5— 10	„	„	$\beta = 0{,}8890$
	„ kleinere Flüsse	20—400	„	„	$\beta = 0{,}9223$
	„ grofse Flüsse über	400	„	„	$\beta = 0{,}9459.$

Wenn man die Grebenau'sche Formel in der Gestalt $v = \alpha \sqrt{r}\ \sqrt[4]{J}$ schreibt, so ergiebt sich die Ähnlichkeit mit der Chézy-Eytelwein'schen Formel 109; doch ist α weniger der Veränderung unterworfen als c. Da man nach Gleichung 68 für gröfsere Flüsse $r = \frac{R}{2}$ setzen kann, so läfst sich die Grebenau'sche Formel auch in die Form $v = 0{,}707\ \alpha \sqrt{R}\ \sqrt[4]{J}$ bringen, wodurch die Ähnlichkeit mit der Chézy'schen Formel noch augenscheinlicher wird. Der Koefficient c der letzteren hat hier den Wert $c = \frac{0{,}707\,\alpha}{\sqrt[4]{J}}$.

In diesen neuen Formeln erscheint das Gefälle J unter der vierten Wurzel, in den älteren unter der Quadratwurzel. Diese Verschiedenheit bildet den Hauptunterschied

[102]) Von dem Humphreys und Abbot'schen Werke gelangten nur wenige Exemplare nach Deutschland. Es wurde erst später in weiteren Kreisen bekannt durch: Grebenau. Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Nach dem Berichte Hymphreys und Abbot's über die physikalischen und hydraulischen Verhältnisse des Mississippi-Stromes, deutsch bearbeitet. München 1867.

Berichte über beide Werke enthalten die nachstehenden Quellen:

Bornemann, K. R. Über die Humphreys-Abbot'sche Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Civ.-Ing. 1867, S. 203. — Grebenau. Die Humphreys-Abbot'sche Theorie der parabolischen Bewegung des Wassers. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1867, S. 251. — Fournié, V. Resumé des expériences hydrauliques éxecutés par le gouvernement Américain sur le Mississippi et remarques sur les conséquences, qui en découlent relat. à la théorie des eaux courantes. Paris 1867. — Humphreys und Abbot's Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Polyt. Centralbl. 1867, S. 82. — Bericht des Comités zur Beurteilung der von H. Grebenau herausgegebenen Bearbeitung der Humphreys-Abbot'schen Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1867, S. 109. — Kutter, W. R. Über die neue Theorie der Bewegung des Wassers von Humphreys und Abbot in Beziehung auf Gewässer mit starken Gefällen. Allg. Bauz. 1868—1869, S. 153. — Wiebe, A. Die neue Experimentaltheorie der Bewegung des Wassers in Flüssen, von Humphreys und Abbot. Zeitschr. f. Bauw. 1867, S. 297. — Treuding. Über die Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen, nach der Theorie von Humphreys und Abbot. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 305. — Hagen, G. Die neuen Theorien der Bewegung des strömenden Wassers. Zeitschr. f. Bauw. 1868, S. 63. — Grashof, F. Humphreys und Abbot's Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1869, S. 289, 353 u. 481.

zwischen den amerikanischen und den übrigen Formeln. Innerhalb gewisser Grenzen geben die Formeln von Humphreys und Abbot und von Grebenau gute Resultate. Beide Formeln berücksichtigen hauptsächlich die Änderungen des Gefälles und räumen nur noch der Veränderlichkeit der Gröfse R einen kleinen Einflufs ein. Sie passen deshalb für grofse Ströme und für solche Flüsse, bei denen nur schwache Gefälle vorkommen. Man sollte dieselben jedoch nur bis zu Gefällen von ungefähr 0,0001 verwenden, da sie bei stärkerem Gefälle zu grofse Geschwindigkeiten ergeben.

3. Formel von Bazin. Diese Formel ist der Gestalt nach von der Prony'schen (112) abgeleitet und ist aus Darcy's und Bazin's Versuchen an kleineren Kanälen und aus den Messungsergebnissen anderer Ingenieure an Flüssen ermittelt worden. Dabei bezieht sich die Veränderlichkeit der Geschwindigkeit hauptsächlich auf den Grad der Rauheit des benetzten Umfanges und auf die Änderungen des Wertes von R.

Darcy dürfte der erste gewesen sein, welcher den Einflufs des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges auf die Bewegung des Wassers nachwies. Schon 1852 lenkte die Pariser Akademie der Wissenschaften die Aufmerksamkeit auf die Forschungen Darcy's, sodafs demselben die nötigen Hilfsmittel und Mitarbeiter für die Fortsetzung seiner Untersuchungen zur Verfügung gestellt wurden. Namentlich war es Bazin, welcher ihm in hervorragender Weise beistand und später nach dem 1858 erfolgten Tode Darcy's die Ergebnisse der zahlreichen und sorgfältigen Versuche sammelte, vervollständigte, die für die Wissenschaft wichtigen Folgerungen daraus ableitete und das Werk: „Recherches hydrauliques, entreprises par H. Darcy, continuées par H. Bazin. Première partie. Recherches expérimentales sur l'écoulement de l'eau dans les canaux découverts. Paris 1865" veröffentlichte.

Darcy und Bazin hatten bei ihren zahlreichen Versuchen zwar auch einen Einflufs der Änderung des Gefälles wahrgenommen, diesen Einflufs jedoch nicht so bedeutend gefunden, dafs ihm besondere Rechnung zu tragen wäre. Von denselben wurde auch beobachtet, dafs die Halbkreisform des Querprofiles dem Wasserabflufs günstiger ist, als die rechteckige.

Die erwähnten Versuche wurden an kleinen Kanälen, namentlich aber an einem ausschliefslich für diese Zwecke angelegten Versuchskanal von 596,5 m Länge, 2 m Breite und 1 m Tiefe vorgenommen. Derselbe wurde äufserlich mit einem Lehmüberzuge versehen. Doch war es möglich, verschiedene Einsetzböden (*faux planchers*) anzubringen, um verschiedene Gefälle und Profile herstellen zu können.

Um den Einflufs des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges zu untersuchen, wurde der gedachte Versuchskanal nacheinander aus geglättetem Cement, aus Cement mit $^1/_3$ Sand gemischt, aus Brettern, aus Mauerwerk von Backsteinen hergestellt, und überdies wurde gröberer und feinerer Kies durch einen Cementgufs angebracht, sowie auch Querlatten in verschiedenen Abständen aufgenagelt.[103])

Die Bazin'sche Geschwindigkeitsformel lautet:

$$R J = \left(\alpha + \frac{\beta}{R}\right) v^2 \text{ oder } v = \sqrt{\frac{RJ}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}, \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 120.$$

sonach der Koefficient der Chézy-Eytelwein'schen Formel $c = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}$.

Die Ergebnisse dieser Formel stimmen aber nur dann mit den Messungen überein, wenn die Koefficienten α und β für jeden einzelnen Fall Werte nach Mafsgabe der

[103]) Vergl. auch: Bazin's Formel für die gleichmäfsige Bewegung des Wassers. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1866, S. 327. — Hagen, G. Untersuchungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers. Berlin 1866, S. 4.

Beschaffenheit des benetzten Umfanges erhalten. Allein die Beschaffenheit und der Zustand des Bettes, sowie die gröfsere oder geringere Menge von Pflanzen, welche es zuweilen bedecken, sind so viele unter sich unabhängige Umstände, dafs es nicht möglich ist, denselben durch eine Formel Rechnung zu tragen. Deshalb war es notwendig, die zahlreichen Einzelfälle auf eine kleinere Anzahl von Fällen zurückzuführen, welche sich auf die gewöhnlich vorkommenden Verhältnisse beziehen, und zu versuchen, aus der Gesamtheit der Resultate brauchbare, genügend genaue Interpolationsformeln abzuleiten.

Auf dieser Grundlage ordnete Bazin die Betten der Wasserläufe nach Mafsgabe des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges und unterschied vier Hauptklassen, für welche die Werte der Koefficienten α und β bestimmt wurden, und zwar für Wasserläufe mit

	α	β
1. sehr glatten Wänden (geglätteter Cement, sorgfältig gehobelte Bretter u. s. w.)	0,000 15	0,000 0045
2. glatten Wänden (Hausteine, Backsteine, Bretter u. s. w).	0,000 19	0,000 0133
3. weniger glatten Wänden (Bruchsteine, Mauerwerk u. s. w.)	0,000 24	0,000 0600
4. Wänden in Erde	0,000 28	0,000 3500

In Wasserläufen mit Erdwänden wächst der Wert von c mit demjenigen von R und zwar ist, wenn:

$R =$ 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$c =$ 16,3	22,2	26,3	29,4	32,0	34,1	35,9	37,4	38,7	39,9
$R =$ 1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c =$ 41,0	41,9	42,7	43,5	44,2	44,8	45,4	46,0	46,5	47,0
$R =$ 2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
$c =$ 47,8	48,5	49,1	49,7	50,2	51,3	52,2	52,9	53,5	54,0
$R =$ 6,0	6,5	7,0							
$c =$ 54,5	54,8	55,1							

Für Wasserläufe mit Geschiebe fügten Ganguillet und Kutter noch eine fünfte Klasse hinzu und bestimmten hierfür

$$\alpha = 0{,}000\,40 \quad \text{und} \quad \beta = 0{,}000\,70.$$

Da die Bazin'schen Formeln den Einflufs der mittleren hydraulischen Tiefe R und des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges zur Geltung bringen, so passen sie für Kanäle, aufserdem auch für Flüsse, solche mit sehr schwachem Gefälle jedoch ausgenommen. Sie passen aber nicht für grofse Ströme, in denen, wie z. B. im Mississippi, der Einflufs der Rauheit des benetzten Umfanges nur wenig zur Geltung gelangen kann. Hieraus erklärt sich auch der Gegensatz zwischen den — gewissermafsen aus ungewöhnlichen Verhältnissen abgeleiteten — Formeln von Humphreys-Abbot und Bazin.

Die Gleichung 104 auf S. 191 ist abgeleitet aus

$$\frac{v_{0z}}{v} = 1 + 14\sqrt{\frac{RJ}{v^2}}.$$

Aus der Bazin'schen Geschwindigkeitsformel folgt $\sqrt{\frac{RJ}{v^2}} = \sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}} = \frac{1}{c}$, sonach auch

$$\frac{v_{0z}}{v} = 1 + \frac{14}{c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 121.$$

4. Formel von Gauckler. Dieselbe stützt sich auf die Messungsergebnisse von Darcy und Bazin.

Anfangs 1867 legte Gauckler der Akademie der Wissenschaften zu Paris eine Abhandlung: „Etudes théoriques et pratiques sur l'écoulement et le mouvement des eaux“ vor, in deren 3. Teile er neue Formeln über die Wasserbewegung aufstellte. (Vergl. auch: Gauckler. Du mouvement de l'eau dans les conduites. Ann. des ponts et chaussées 1868, 1. Sem., S. 229. Civiling. 1868, S. 489. Deutsche Bauz. 1869, S. 123.)

Gauckler machte einen Unterschied zwischen den Gefällen über 0,0007 und unter 0,0007 und stellte infolge dessen zwei Formeln auf, für Gefälle

über 0,0007: unter 0,0007:

$$\sqrt{v} = \alpha \sqrt[3]{R} \sqrt[4]{J}, \qquad \sqrt[4]{v} = \beta \sqrt[3]{R} \sqrt[4]{J}, \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 122.$$

worin der Koefficient der Chézy-Eytelwein'schen Formel:

$$c = \alpha^2 \sqrt[6]{R}, \quad \text{bezw.} \quad c = \beta^4 \sqrt[6]{R^5} \sqrt{J}\,.$$

Die Koefficienten α und β der beiden Formeln sind folgende:

	α	β
1. Mauerwerk von Quadern und Cement . . .	8,5 bis 10,0	8,5 bis 9,0
2. Gutes gewöhnliches Mauerwerk	8,0 „ 8,5	8,0 „ 8,5
3. Seitenwände gemauert, Sohle aus Erde . . .	6,8 „ 7,6	7,7 „ 8,0
4. Gerinne aus Erde, ohne Pflanzen	5,7 „ 6,7	7,0 „ 7,7
5. Gerinne aus Erde, mit Pflanzen	5,0 „ 5,7	6,6 „ 7,0
6. Flüsse	—	6,3 „ 7,0

Der schroffe Übergang von einer Formel zur anderen, welcher bei 0,0007 stattfindet, wird durch die Veränderung erklärt, welche die Art des Fortrückens der Wasserteilchen erleidet. Ist das Gefälle gröfser als 0,0007, so soll die Bewegung des Wassers eine rollende sein; beträgt es weniger als 0,0007, so wird eine gleitende Bewegung angenommen. Diese Annahmen sind unerwiesen und wohl nicht zutreffend.

In den Gauckler'schen Formeln ist ähnlich, wie in den Bazin'schen, der Koefficient c abhängig von dem Werte R und von dem Grade der Rauheit des benetzten Umfanges. Während jedoch Bazin dem Gefälle keinen Einflufs einräumt, unterscheidet Gauckler Gefälle über und unter 0,0007.[104])

Die zweite Gauckler'sche Formel ergiebt bei sehr geringen Gefällen die Veränderlichkeit der Geschwindigkeit in einem den Messungsergebnissen entgegengesetzten Sinne. Denn es nimmt c mit abnehmendem J ab, während am Mississippi das Gegenteil stattfindet.

5. Formel von Bornemann. Dieser unterzog (Civiling. 1869, S. 13) die Gauckler'schen Formeln einer eingehenden Untersuchung und vereinigte sie schliefslich in einer neuen Formel von der Gestalt:

$$RJ = \frac{\alpha}{\sqrt[3]{R}} \sqrt[5]{J} \,.\, v,$$

daher

$$v = \frac{1}{\alpha} \sqrt[3]{R^4} \,.\, \sqrt[5]{J_4} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 123.$$

Den Koefficienten α bestimmte Bornemann für vier verschiedene Grade der Rauheit des benetzten Umfanges, wie folgt:

[104]) Vergl. auch: Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Technologiste 1867, Aug. S. 614. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1868, S. 327. — Bornemann, K. R. Die Gauckler'sche Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Civ.-Ing. 1869, S. 13.

	Im Mittel $\alpha =$
1. Hölzerne Gerinne	0,000 623
2. Gemauerte Gräben	0,001 090
3. Ungemauerte Gräben	0,001 600
4. Flüsse	0,003 900

Auch diese Formel, für welche sich der Koefficient $c = \frac{1}{\alpha}\sqrt[6]{R^5}\sqrt[10]{J^3}$ ergiebt, kann für schwache Gefälle nicht benutzt werden.

6. Formeln von Hagen. Unter den Abhandlungen der Berliner Akademie der Wissenschaften findet sich eine solche von Hagen über die Bewegung des Wassers in Strömen[105]), in welcher die Formel aufgestellt ist:

$$v = \alpha \sqrt{R}\sqrt[6]{J}\,, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 124.$$

worin $\alpha = 2{,}425$. Der Koefficient c ergiebt sich $= \frac{\alpha}{\sqrt[3]{J}}$.

Diese ältere Hagen'sche Formel läfst sich ohne weiteres anwenden, so lange das Gefälle kleiner als 0,0002 ist. Wird das Gefälle gröfser, so liefert sie zu geringe Geschwindigkeiten. Ferner betrifft sie nur Wasserläufe in Erde und schliefst Gerinne von anderem Material (Holz, Mauerwerk u. s. w.) aus.

Der Koefficient c wächst mit der Abnahme des Gefälles, was am Mississippi, überhaupt an gröfseren Strömen zutrifft. Hagen selbst giebt in einer neuen Abhandlung (Untersuchungen über die gleichförmige Bewegung des Wassers. Berlin 1876) zu, dafs seine Formel bei Anwendung auf kleine Wasserläufe sich als unbrauchbar erweise. Deshalb stellte derselbe zwei neue Formeln auf:

$$v = \alpha R\sqrt[5]{J}\,, \quad v = \beta\sqrt{R}\sqrt[5]{J}, \quad \ldots \ldots \quad 125.$$

sodafs der Koefficient

$$c = \alpha\sqrt{\frac{R}{\sqrt[3]{J^3}}}\,, \text{ bezw. } c = \frac{\beta}{\sqrt[10]{J^3}}\,.$$

Die erste der beiden Formeln gilt für kleine Wasserläufe und es ist der Koefficient $\alpha = 4{,}9$. Die Formel darf jedoch nur für Gefälle, die nicht stärker als 1 : 1000 sind, und für $R < 0{,}47$ m angewendet werden. Für Flüsse und Ströme, in denen $R > 0{,}47$ m ist, gilt die zweite Formel mit dem Koefficienten $\beta = 3{,}34$.

Beide Ausdrücke unterscheiden sich wesentlich voneinander dadurch, dafs der erste die erste Potenz, der zweite aber die Quadratwurzel des mittleren Radius zum Faktor hat. Hagen begründet dies damit, dafs im ersten Falle die inneren Bewegungen des Wassers gar nicht oder doch nur in mäfsigem Umfange vorkommen, während sie im zweiten sich in vollem Mafse ausbilden und den überwiegenden Teil der bewegenden Kraft verzehren.

Für regelmäfsige kanalartige Wasserläufe hat Hagen dann noch die Formel:

$$v = 43{,}7\sqrt{J}\sqrt[3]{R^2}\,, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 126.$$

in der $c = 43{,}7\sqrt[6]{R}$, aus sorgfältigen Messungen, welche Kunningham am Ganges-Kanale angestellt hat, abgeleitet. Näheres s. Zeitschr. f. Bauwesen 1881, S. 404 und Litteratur am Schlusse dieses Abschnitts.

[105]) Auch im Buchhandel erschienen. Berlin 1869.

Der Wert von c wächst mit demjenigen von R und zwar ist, wenn

$R =$ 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$c =$ 29,8	33,4	35,8	37,5	38,9	40,1	41,2	42,1	42,9	43,7
$R =$ 1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c =$ 44,4	45,0	45,6	46,2	46,8	47,3	47,7	48,2	48,6	49,1
$R =$ 2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
$c =$ 49,8	50,6	51,2	51,9	52,5	53,8	55,0	56,2	57,2	58,1
$R =$ 6,0	6,5	7,0							
$c =$ 58,9	59,7	60,6							

Zu bemerken ist, daſs der Ganges-Kanal 30 m breit und 3 m tief ist, 213 cbm Wasser abführt und daſs sein Gefälle zwischen den Grenzen 1 : 3165 und 1 : 40000 wechselt.

7. Ältere Formel von Ganguillet und Kutter. Gegen die Bazin'schen und die Gauckler'schen Formeln läſst sich einwenden, daſs für sehr groſse Werte von R ($R = \infty$) bei der ersteren der Koefficient c einen gleichbleibenden Wert annimmt, während er bei den letzteren unendlich groſs ist. Da nun bei einem sehr groſsen Strome die Stöſse, welche die Unebenheiten des Bettes hervorrufen, von geringerem Einfluſs sein müssen, als bei einem kleinen Wasserlauf, so wird bei wachsendem R der Einfluſs des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges sich dem Werte Null, nicht aber einer gleichbleibenden Gröſse oder dem Unendlichen nähern.

Auf dieser Grundlage haben Ganguillet und Kutter eine Formel entwickelt, welche eigentlich nur eine Umbildung der Bazin'schen ist, aber bessere Grenzwerte liefert:

$$v = \left(\alpha - \frac{\alpha\beta}{\sqrt{R} + \beta}\right)\sqrt{RJ} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 127.$$

Hier ist der Koefficient $c = \alpha - \frac{\alpha\beta}{\sqrt{R} + \beta}$. Das Glied $\frac{\alpha\beta}{\sqrt{R} + \beta}$ bringt den Einfluſs der Rauheit des benetzten Umfanges zur Geltung, und es wird dieser Einfluſs bei $R = \infty$ Null. Der Koefficient c geht alsdann in α über, und man erhält die Chézy-Eytelwein'sche Formel .

Der Übelstand der Gauckler'schen und der Bornemann'schen Formel, daſs bei abnehmendem J auch c abnimmt, ist hier nicht vorhanden.

Für die Koefficienten α und β wurden nicht bloſs 4, sondern 14 Kategorien unterschieden. Die Gröſse α wurde gleich 100 gesetzt, während für β Werte von 0,12 bis 2,50 einzusetzen sind.

Da diese Geschwindigkeitsformel aus der Bazin'schen Formel hervorgegangen ist, so genügt auch sie für groſse Ströme nicht.

8. Formel von Gordon. Diese hat die Gestalt

$$\Theta b J = \left(\alpha + \frac{\beta b n^2}{R^2 \sqrt{J}}\right) p n v^2 , \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 128.$$

worin Θ die Tiefe bezeichnet, in welcher der Mittelpunkt des Druckes für das betreffende Querprofil liegt. Die Koefficienten α, β, n, wovon der letztere der Koefficient der Rauheit des benetzten Umfanges ist, wurden bestimmt: $\alpha = 0{,}000\,112$, $\beta = 0{,}000\,000\,07$ und n für die verschiedenen Grade der Rauheit 1,00, 1,36, 1,47, 2,46, 3,30.

Wir erwähnen diese Formel nur der Vollständigkeit wegen, obwohl deren Urheber selbst zugesteht, daſs sie den Versuchsergebnissen nicht entspricht.

9. Neuere Formel von Ganguillet und Kutter. Von der Erwägung ausgehend, dafs in einer allgemein giltigen Formel der Wert von c der Grundformel abhängig ist:

a. von der mittleren hydraulischen Tiefe R (bei zunehmendem R wächst auch c),
b. vom Grade der Rauheit des benetzten Umfanges (mit der Zunahme der Rauheit wird c kleiner),
c. vom Gefälle J (mit der Zunahme des Gefälles wird c bei grofsen Strömen kleiner, bei kleineren Gewässern gröfser),
d. von den mitgeführten Sinkstoffen und
e. (in geringerem Mafse) von der Form des Querprofils, sowie von der Sohlenbreite,

stellten Ganguillet und Kutter (Versuch zur Aufstellung einer neuen allgemeinen Formel für die gleichförmige Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1869, S. 6 u. 46) eine neue Geschwindigkeitsformel auf:

$$v = \left\{ \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}} \right\} \sqrt{RJ}\,, \quad \ldots\ldots \quad 129.$$

Sie hat die ältere Form $v = c\sqrt{RJ}$. Hierbei ist der Koefficient

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0,00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

von den vorhin aufgezählten Einflüssen, welche auf denselben einwirken, abhängig gemacht. Die Gröfse n ist der veränderliche Koefficient für die Bezeichnung des Grades der Rauheit des benetzten Umfanges und ist in Beziehung mit dem Werte R gebracht. Diese Erfahrungszahl n beträgt für die von Ganguillet und Kutter aufgestellten 6 Kategorien:

	n	$\frac{1}{n}$
1. Kanäle von sorgfältig gehobeltem Holz und von glatter Cementverkleidung (vergl. S. 198)	0,010	100,00
2. Kanäle aus Brettern	0,012	83,33
3. Kanäle von behauenen Quadersteinen und von gut gefügten Backsteinen	0,013	76,92
4. Kanäle von Bruchsteinen	0,017	58,83
5. Kanäle in Erde; Bäche und Flüsse	0,025	40,00
6. Gewässer mit gröberen Geschieben und mit Wasserpflanzen	0,030	33,33

Diese neue Formel und die Bazin'sche liefern fast ganz gleiche Ergebnisse, so lange $R < 6$ m ist. Bei gröfseren Werten von R finden Abweichungen statt; doch stimmen alsdann die Ergebnisse der neuen Formel mit den von Humphreys und Abbot am Mississippi vorgenommenen Messungen überein.

Die neue von Ganguillet und Kutter aufgestellte Formel kann demnach als diejenige bezeichnet werden, deren Ergebnisse von den Messungsresultaten vergleichsweise am wenigsten abweichen.[106]) Derselben Formel haftet, wie dies schon der viel-

[106]) v. Wagner. Harmonische Resultate der Ganguillet-Kutter'schen Formel für die mittlere Flufsgeschwindigkeit. Protokolle des sächs. Ing.- u. Arch.-Ver., 85. Hauptvers. S. 27 und die „hydrologischen Untersuchungen" desselben Verfassers, S. 32. — Bazaine. Formules de jaugage des cours d'eau de MM. Ganguillet

gliederige Wert c erkennen läfst, allerdings der Übelstand an, dafs sie für den Gebrauch etwas unbequem ist. Allein dieser Umstand kann von der Benutzung einer sonst verläfslichen Formel nicht abhalten und zwar hier um so weniger, als die Urheber in der obengenannten Quelle (S. 50) ein geometrisches Verfahren angegeben haben, wodurch es in einfacher Weise möglich ist, eine der Gröfsen c, R, J, n zu bestimmen, sobald die anderen drei bekannt sind. Da die neue Formel dem Hyperbelgesetze unterliegt, so lassen sich für die am häufigsten vorkommenden Fälle die betreffenden Hyperbeln in einem Bilde vereinigen, wie dies auf Tafel IV geschehen ist. Daselbst ist auch eine Gebrauchsanweisung gegeben.

Überdies haben Ganguillet und Kutter in der obengenannten Quelle (S. 59) für eine entsprechende Anzahl von Rauheiten des benetzten Umfanges eine Tabelle für die Werte von c zusammengestellt. (Vergl. auch Tabelle der Werte α und β im Anhang zu Kap. IV und § 10 daselbst für verschiedene Gefälle.) Endlich hat Kutter in einer besonderen Schrift (Mittlere Geschwindigkeiten und Wassermengen pro Sekunde in Gräben und Flüssen mit verschiedener Rauheit des benetzten Umfanges mit verschiedenen Gefällen und Querschnittsformen. Braunschweig 1870) für eine grofse Zahl von Fällen diese Werte berechnet und tabellarisch geordnet.

Nach der Ganguillet und Kutter'schen Formel 129, sowie nach der Bazinschen Formel 120 hat auch Kresnik in „Technische Vorträge und Abhandlungen," Heft XVII, Wien 1892, eine „Hydrologische Tafel" zum Ablesen von Wassermenge, Geschwindigkeit, Gefälle und Querprofilsgröfsen für Flüsse und Kanäle verschiedener Art berechnet und dargestellt.

10. Formel von Harder. In „Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Hamburg 1878" entwickelt Harder nach Untersuchung der bewegenden und widerstehenden Kräfte, zu denen auch der bei früheren Formeln nicht berücksichtigte Luftwiderstand gerechnet wird, behufs Ermittelung der Geschwindigkeit in verschiedenen horizontalen Wasserschichten zunächst die Formel:

$$v_x - v_s = \sqrt{C\left(t \,.\, x - \frac{x^2}{2}\right) J}\,, \qquad \qquad 130.$$

worin v_x die Geschwindigkeit in der Höhe x über der Sohle,
v_s die Geschwindigkeit an der Sohle,
C einen Koefficienten,
t die ganze Wassertiefe und
J das relative Gefälle $= \frac{h}{l}$ (h absolutes Gefälle auf die Länge l)

bezeichnet. Ist $x = t$, so wird $v_x = v_0$ (v_0 = Geschwindigkeit am Wasserspiegel), daher

$$v_0 - v_s = \sqrt{\left(Ct^2 - \frac{t^2}{2}\right) J}$$

oder

$$v_0 - v_s = t \sqrt{\tfrac{1}{2} C \,.\, J}\,, \qquad \qquad 131.$$

und bei Einsetzung des Wertes von $\sqrt{CJ}$ in

$$v_x - v_s = \frac{v_0 - v_s}{t} \sqrt{2tx - x^2} \qquad \qquad 132.$$

et Kutter. Revue industr. 1876, S. 167. — Schmidt. Hydrologische Untersuchungen an den öffentlichen Flüssen im Königreich Bayern. I. Teil. München 1884. — Krüger. Verfahren zur Berechnung der mittleren Wassergeschwindigkeit in Gräben. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 285.

Die Widerstände an der Sohle setzen sich zusammen aus dem Widerstande der Bodenmaterie $= C_{,} . v_s^2$ und dem der Bodenunebenheiten $= C_{,,} . v_s^2$. Sie werden durch die Schwerkrafts-Komponente der ganzen Wassermasse $t . J$ überwunden, sodafs

$$(C_{,} + C_{,,})\, v_s^2 = t . J$$

$$v_s = \sqrt{\frac{t . J}{C_{,} + C_{,,}}} \text{ oder, wenn } C_0 = \sqrt{\frac{1}{C_{,} + C_{,,}}}$$

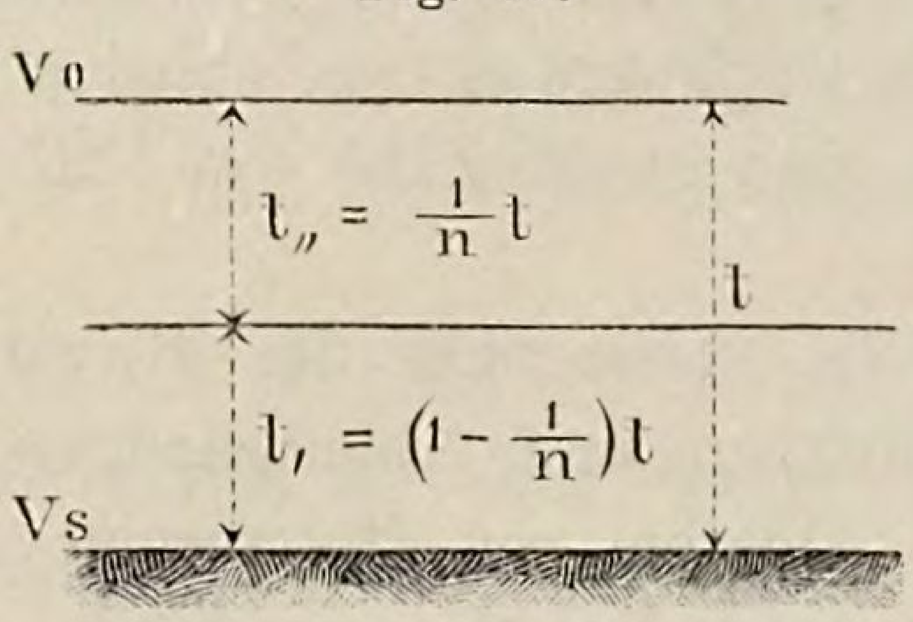
$$v_s = C_0 \sqrt{t . J}$$

und durch Einsetzen in Gl. 132:

$$v_x = C_0 \sqrt{t . J} + \sqrt{C\left(t . x - \frac{x^2}{2}\right) J} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 133.$$

Die Luftwiderstände sind geringer. Nach Fig. 61 wird, wenn die gröfste Geschwindigkeit infolge des Luftwiderstandes nicht in der Oberfläche, sondern um $t_{,,}$ unter derselben oder um $t_{,}$ über der Sohle liegt, aus vorstehenden Gleichungen die Geschwindigkeit an der Oberfläche ermittelt und zwar:

Fig. 61.



$$v_0 = C_0 \sqrt{\left(1 - \frac{1}{n}\right) t . J} + \left(1 - \frac{2}{n}\right) t \sqrt{\frac{1}{2} C . J}$$

und, setzt man

$$C_{,} = C_0 \sqrt{1 - \frac{1}{n}}; \quad C_{,,} = \left(1 - \frac{2}{n}\right) \sqrt{\frac{1}{2} C},$$

$$v_0 = C_{,} \sqrt{t . J} + C_{,,} t \sqrt{J}, \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 134.$$

während für die mittlere Geschwindigkeit die Formel

$$v = k\,(C_{,} \sqrt{R . J} + C_{,,} R \sqrt{J})$$

entwickelt wird, in der k das Verhältnis $\frac{v}{v_0}$ bezeichnet. Hieraus ergiebt sich, wenn $k\, C_{,} = k_{,}$ und $k\, C_{,,} = k_{,,}$ gesetzt wird, als allgemeine Formel der mittleren Geschwindigkeit:

$$v = k_{,} \sqrt{R . J} + k_{,,} R \sqrt{J} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 135.$$

Für dieselbe ist $k_{,,}$ gleichbleibend $= 7{,}254$ ermittelt, da $C_{,,}$ nur vom Bewegungswiderstande im Wasser selbst abhängt. k wird auf Grund zahlreicher Messungsergebnisse $= 0{,}93$ angenommen, dagegen erhält $k_{,}$ je nach der Rauheit der Sohle verschiedene Werte und zwar ist: für Kanäle mit sehr glatten Wänden (Cement) $k_{,} = 70{,}5$, für Kanäle mit glatten Wänden (Quadern, Ziegeln) $k_{,} = 56$, für Kanäle und Flüsse in Erde und rauhem Bruchsteinmauerwerk $k_{,} = 36{,}27$. Bringt man vorstehende Formel auf die Form $v = c \sqrt{R . J}$ so ist $c = k_{,} + k_{,,} \sqrt{R}$.

In einer Tabelle sind die Ergebnisse zahlreicher Messungen mit denen, welche die Formeln von Eytelwein, Kutter, Bazin und Harder liefern, verglichen worden, wonach die Harder'sche Formel vielfach zu günstigen Ergebnissen führt. Das seiner Formel zu Grunde gelegte gleichbleibende Verhältnis $\frac{v}{v_0} = k$ bleibt jedoch nach allen bisher angestellten Messungen nicht gleich. Der angenommene Wert von $k = 0{,}93$ wird von v. Wagner (Hydrologische Untersuchungen, S. 30) als um 30% zu grofs bezeichnet. Ebenso ist auch die Harder'sche Annahme, dafs die gröfste Geschwindigkeit in $^1/_{20}$ der Tiefe unter dem Wasserspiegel liege, dafs also n in $\frac{1}{n} t = 20$ sei, allgemein nicht zutreffend. Auch die sehr gründliche und wertvolle Harder'sche Arbeit gelangt zu dem Schlufs, dafs die Ableitung einer allgemein giltigen und mathematisch genauen Geschwindigkeitsformel nicht möglich ist.

Der Wert von c wächst mit demjenigen von R und zwar ist, wenn

$R =$ 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$c =$ 38,6	39,5	40,2	40,9	41,4	41,9	42,3	42,7	43,1	43,5
$R =$ 1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$c =$ 43,9	44,2	44,5	44,8	45,1	45,4	45,7	46,0	46,3	46,5
$R =$ 2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5
$c =$ 47,0	47,5	48,0	48,4	48,8	49,8	50,8	51,6	52,5	53,3
$R =$ 6,0	6,5	7,0							
$c =$ 54,0	54,8	55,5.							

Am Schlusse dieser Besprechung der Geschwindigkeitsformeln ist zu bemerken, dafs ein weiterer Fortschritt auf dem in Rede stehenden Gebiete wesentlich durch weitere Beobachtungen und Messungen, welche sich auf die Verschiedenheit der Bewegung in den einzelnen Teilen der Querprofile beziehen, bedingt wird. Die Werte für c der Eytelwein'schen Formel sind nämlich für manche Fälle noch gänzlich unbekannt, so z. B. für die Bewegung des Wassers über die mit Gras, Weiden, Buschholz und Wald bedeckten Vorländer, nicht minder für die Bewegung des Hochwassers im Mittelwasserbett. Wahrscheinlich bewegt sich das Hochwasser viel langsamer, als die gewöhnlichen Formeln angeben, weil die dann in erheblichem Grade stattfindende Fortbewegung der Sinkstoffe einen nicht unerheblichen Teil der bewegenden Kraft des Wassers vernichtet. Derartige Untersuchungen sollten bei ihrer Wichtigkeit zunächst angestellt werden, da aus den hierbei zu gewinnenden Ergebnissen wesentliche Berichtigungen und Ergänzungen der Geschwindigkeitsformeln zu erwarten sind.

§ 30. Mittlere Geschwindigkeit im Querprofil bei verschiedenen Wasserständen. Aus der Chézy-Eytelwein'schen Formel folgt:

$$J = \frac{v^2}{c^2 \cdot R}.$$

Setzt man hierin für v den Wert $\frac{Q}{F}$ (Gl. 74) und für R den Wert $\frac{F}{p}$ (Gl. 65), so ergiebt sich

$$J = \frac{p\,Q^2}{c^2\,F^3} \quad \text{und} \quad Q = c\sqrt{\frac{J \cdot F^3}{p}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 136.$$

Bei Strömen ist die Tiefe in der Regel nur klein gegen die Wasserspiegelbreite; infolge dessen kann man meist $p = b$ setzen. Aus Gleichung 63 ergiebt sich ferner $F = b\,t_m$. Setzt man diese Werte in die Gleichung 65, so findet man $R = t_m$, d. i. die mittlere hydraulische Tiefe gleich der mittleren Wassertiefe. Setzt man ferner die Werte von p und F in die Gleichung 136, so ergiebt sich:

$$J = \frac{Q^2}{c^2\,b^2\,t_m^3} \quad \text{und} \quad Q = c\,b\sqrt{J\,t_m^3} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 137.$$

Aus der letzteren Gleichung läfst sich die bei verschiedenen Wasserständen abfliefsende Wassermenge näherungsweise berechnen.

Führt man den eben gefundenen Ausdruck für Q und den Ausdruck $F = b\,t_m$ in die Gleichung 74 ein, so wird

$$v = c\sqrt{J\,t_m}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 138.$$

d. h. bei verschiedenen Wasserständen ist näherungsweise die mittlere Geschwindigkeit im Querprofil der Quadratwurzel aus der mittleren Wassertiefe proportional.

Bei Benutzung der in den §§ 27—29 vorgeführten Untersuchungen und der dadurch erzielten Formeln mufs man stets erwägen, dafs dieselben aus Messungen her-

vorgegangen sind, bei denen das Wasserprofil eine möglichst einfache und regelmäfsige Gestalt hatte. Namentlich ist hierbei zu berücksichtigen, dafs bei derartigen Profilen die Wassertiefe von den beiden Ufern nach der Stromrinne zu stetig wächst, sodafs einer stetigen Zunahme der Wassertiefe auch eine stetige Zunahme der Wasserprofilfläche F und des benetzten Umfanges p entspricht. Das letztere ist aber bei den natürlichen Hochwasserprofilen der Flüsse und Ströme in der Regel nicht der Fall, es zeigt sich bei ihnen vielmehr fast stets ein plötzlicher Wechsel in der Wassertiefe. Die in vorstehendem vorgeführten Geschwindigkeitsformeln würden nun falsche Ergebnisse liefern, wenn man die ganze Profilfläche ohne weiteres einführen wollte. Deshalb mufs man in solchen Fällen das Stromprofil in gesondert zu betrachtende Teile zerlegen, deren Trennungslinien an jenen Stellen zu wählen sind, wo die Stetigkeitsunterbrechung des Profils stattfindet.

§ 31. Bisherige Ergebnisse über die Bewegung des Wassers in Wasserläufen. Aus den Erörterungen in den §§ 24—30 hat sich ergeben, dafs die gleichartige Bewegung Gleichgewicht zwischen der bewegenden und der Widerstandskraft bedingt. Derartige Zustände lassen sich indessen im günstigsten Falle nur in einer künstlich hergestellten, von beweglichen Sinkstoffen befreiten und gegen Wind geschützten Wasserlaufstrecke erwarten, wenn dieselbe aufserdem noch folgende Eigenschaften besitzt und zwar: Geradlinige Richtung, durchweg einheitliches, parabolisches Normalprofil, horizontale Wasserspiegel im Querprofil, gleichmäfsiges Gefälle, gleichbleibende Wassermenge, endlich gleichartige, durch Strömung unveränderliche Wandungen, und zwar Wandungen von solcher Beschaffenheit, dafs die Widerstände derselben in Verein mit den Widerständen der Wassermoleküle unter sich und den von der Luft erzeugten Widerständen die Beschleunigung der Bewegung des Wassers, welche als Folge des Gefälles nach dem Gesetz des freien Falles der Körper eintreten müfste, so vollständig verzehren, dafs die Geschwindigkeit in allen Querprofilen dauernd gleichbleibt. Jede Änderung auch nur einer der vorgenannten Eigenschaften würde gleichartige Bewegung des Wassers ausschliefsen. Die vollkommen gleichartige Bewegung bedingt aber auch noch gleiche Temperatur aller Wassermoleküle und gleichbleibenden Luftdruck, da auch Änderungen in dieser Beziehung — beispielsweise die Abkühlung der oberen Wasserschicht zur Frostzeit bis zu $+4^{0}$ Celsius, welche (vergl. § 15, Bildung der Eisdecke) eine Mischung des spezifisch schwereren Wassers an der Oberfläche mit dem über der Sohle lagernden leichteren, sonach eine von der gewöhnlichen Strömung abweichende Bewegungsrichtung zur Folge hat — Änderungen in der gleichartigen Wasserbewegung veranlassen. Es möge indessen in nachstehender Betrachtung von Änderungen der Temperatur und des Luftdrucks abgesehen werden. Aber auch dann noch ist die Geschwindigkeit des Wassers in verschiedenen Punkten des Querprofils, infolge des verschiedenen Grades der Reibung der Wassermoleküle untereinander, an den Bettwandungen und an der Luft verschieden (§ 26). Nur die mittlere Geschwindigkeit im Querprofil und die Geschwindigkeiten in zusammengehörigen Punkten, d. h. in denjenigen Punkten, welche sich nach Höhen- und Breitenlage in allen Querprofilen decken, bleiben gleich. Gleiche Geschwindigkeit aller Wasserfäden kann niemals eintreten, weil schon die Reibung an der Bettwandung und an der Luft eine Verzögerung der Bewegung des Wassers daselbst bedingt. Lediglich also die Reibungen sind die Ursache der Ungleichheit der Geschwindigkeit in verschiedenen Punkten des Querprofils, in denen jedoch die Geschwindigkeit der einzelnen Wasserfäden gleichbleibt, so lange die Reibungsverhältnisse keiner Änderung unterliegen. Im angenommenen Wasserlaufe würde dann pulsierende Bewegung (§ 26) nur in geringem Grade eintreten.

Fig. 62.
Normales Querprofil.

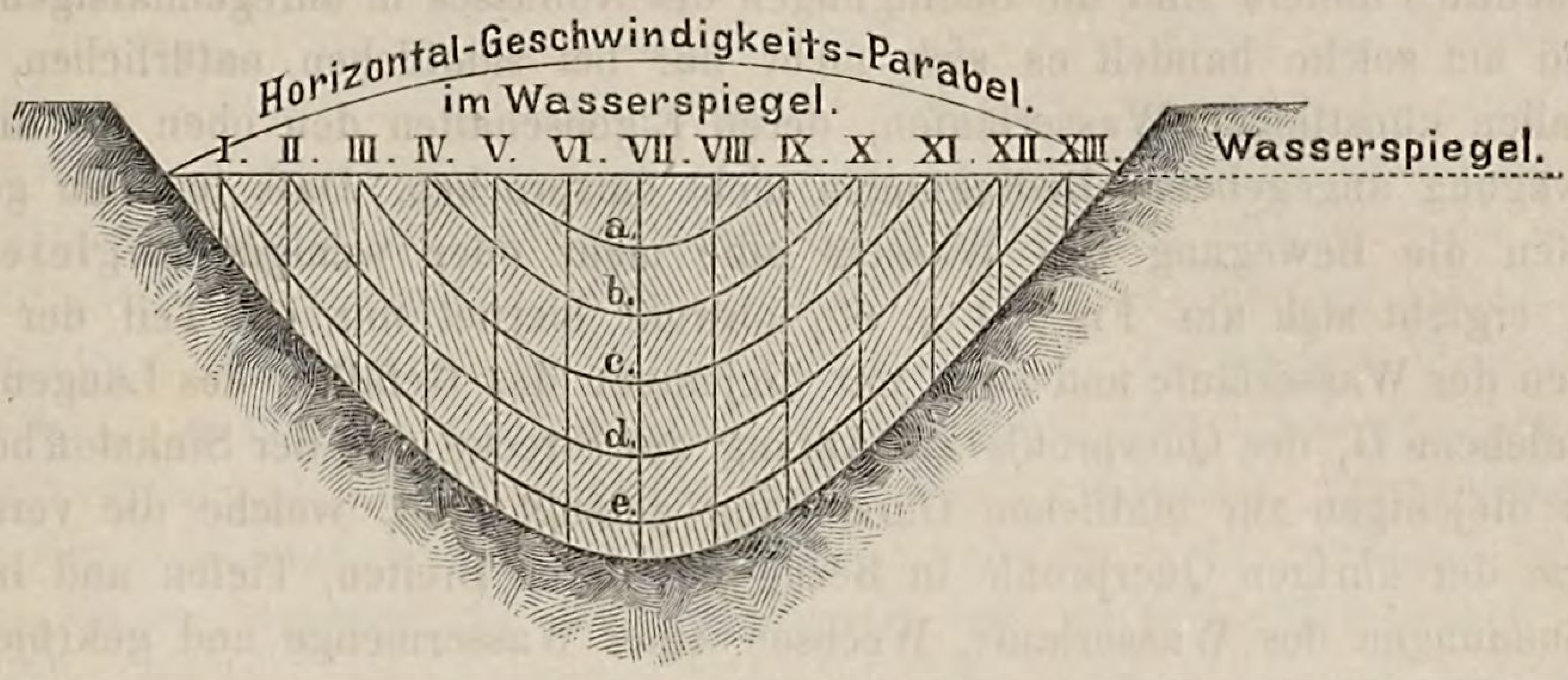
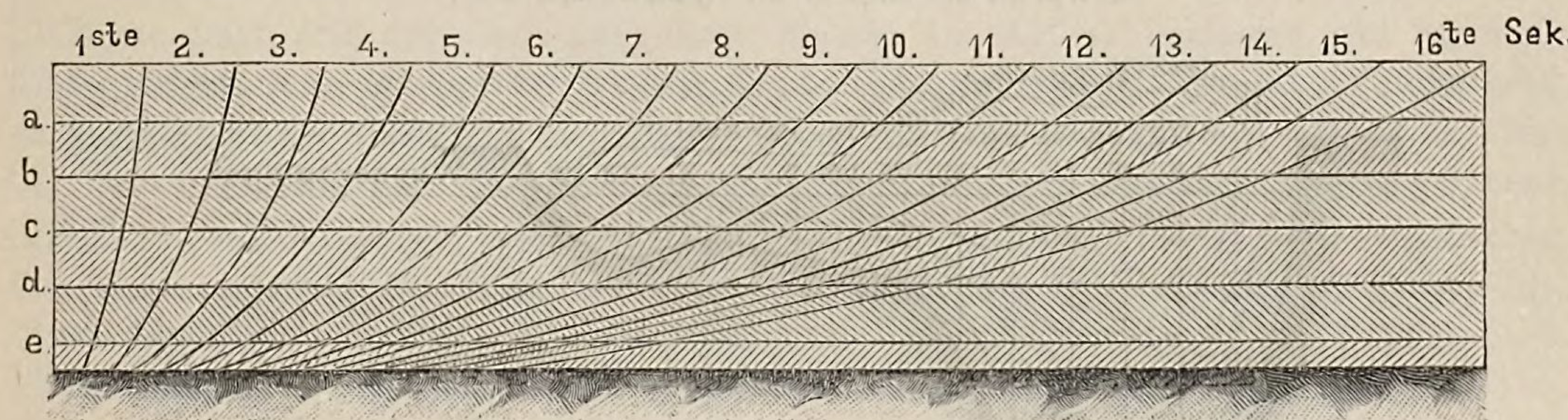


Fig. 63.
Längenprofil (Vertikale VII).



In welcher Weise sich unter den erörterten Annahmen die gleichartige Bewegung vollzieht, ergiebt sich aus Fig. 62 u. 63. Im Querprofil sind die Vertikalen (§ 26 unter 3.) I. bis XIII., die Isotachen *a.* bis *e.* (§ 26 unter 6.) und die nach den Geschwindigkeiten in den obersten Messungspunkten der Vertikalen nahe unter dem Wasserspiegel konstruierte Horizontalgeschwindigkeitsparabel (§ 26 unter 5.), welche oben den in der ersten Sekunde abfliefsenden Wasserkörper begrenzt (§ 23 unter 5.), sowie im Längenprofil die Schnittpunkte der Isotachen in derjenigen Vertikalebene dargestellt, welche die Vertikalen VII aller hintereinander liegenden Querprofile verbindet. In dieser Vertikalebene bilden die Wasserfäden in der ersten Sekunde des Abflusses die eingetragene Vertikalgeschwindigkeitsparabel (§ 26 unter 3.). Letztere verändert bei Fortbewegung der Wasserfäden in der zweiten bis sechzehnten Sekunde ihre Form in der dargestellten Weise, aber nicht den Flächeninhalt. Denkt man sich die Isotachen bis auf die Dicke der Moleküle eines Wasserfadens zusammengerückt, so liegt zwischen je zwei benachbarten Isotachen im Längenprofil je ein Wasserfaden und im Querprofil je eine, aus nebeneinander gelagerten Wasserfäden zusammengesetzte Wasserschicht, welche durchweg mit gleicher und gleichbleibender Geschwindigkeit abfliefst. Die hiernach nicht horizontal, sondern nach den Isotachen entsprechend gekrümmten Wasserschichten werden im Abflufs durch gegenseitige Reibung und durch die Widerstände des Bettes und der Luft, je nach ihrer Höhenlage zwar verschieden, aber gesetzmäfsig nach der Vertikalgeschwindigkeitsparabel verzögert, und es bleiben diese Einflüsse im vollkommen regelmäfsigen Wasserlaufe, so lange sich die bewegenden und Widerstand leistenden Kräfte überall im Gleichgewicht

befinden, dauernd gleich, trotzdem der abfliefsende Wasserkörper mit jeder Sekunde seine Form verändert. Die Bewegung des Wassers ist sonach dauernd eine gleichartige.

Wesentlich anders sind die Bedingungen des Abflusses in unregelmäfsigen Wasserläufen, und um solche handelt es sich nicht nur bei sämtlichen natürlichen, sondern auch bei allen künstlichen Wasserläufen, deren Eigenschaften den oben für die gleichartige Bewegung angegebenen Bedingungen nicht entsprechen. Dafs in allen genannten Wasserläufen die Bewegung des Wassers eine mehr oder weniger ungleichartige sein mufs, ergiebt sich aus Fig. 64 u. 65, obwohl hierbei nur ein Teil der Unregelmäfsigkeiten der Wasserläufe und zwar nur diejenigen des Gefälles, des Längenprofils in der Vertikalebene II, des Querprofils am Anfang der Strecke und der Sinkstoffbewegung, nicht aber diejenigen zur bildlichen Darstellung gelangt sind, welche die verschiedenartige Form der übrigen Querprofile in Bezug auf deren Breiten, Tiefen und Isotachen, sowie Krümmungen des Wasserlaufs, Wechsel seiner Wassermenge und gekrümmte Gestaltung der Wasserspiegellinie im Querprofil betreffen.

Fig. 64.

Querprofil am Anfang der Wasserlaufstrecke.

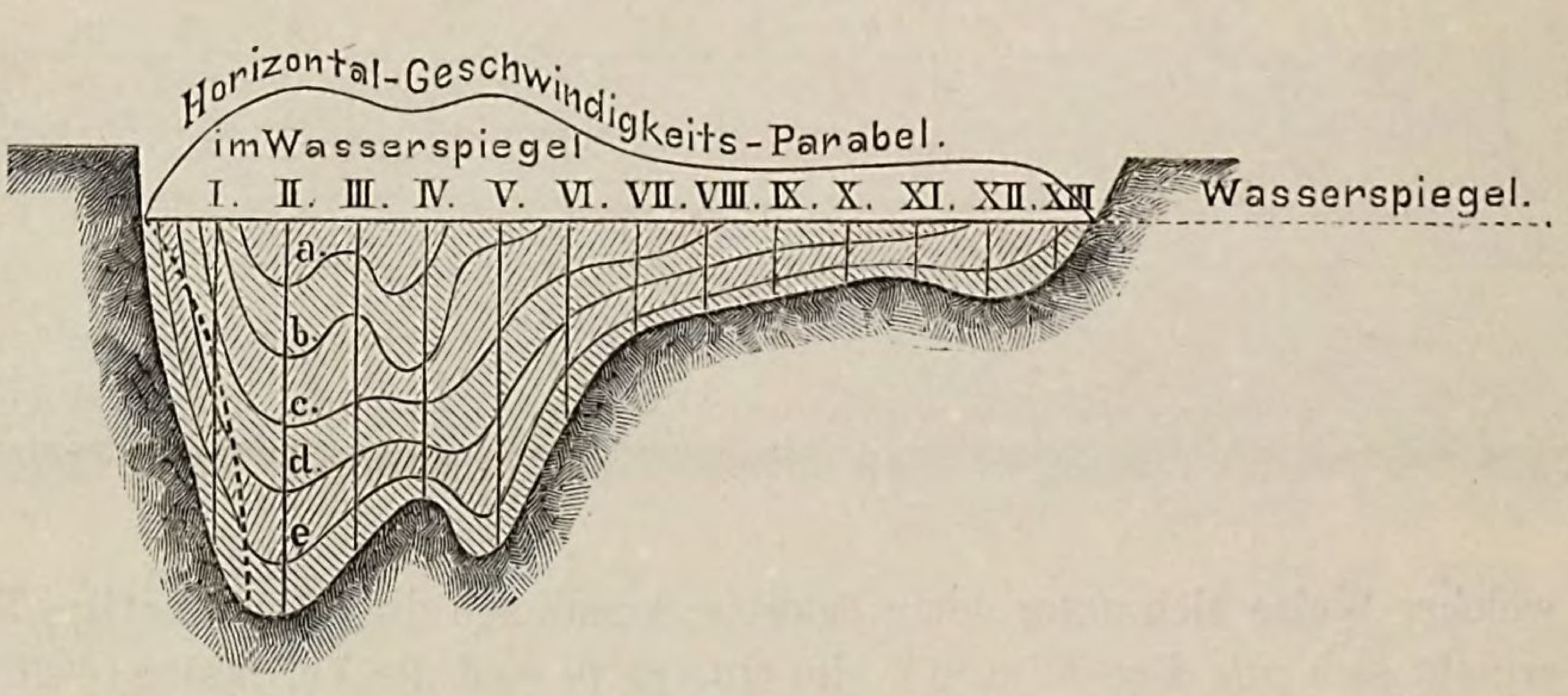
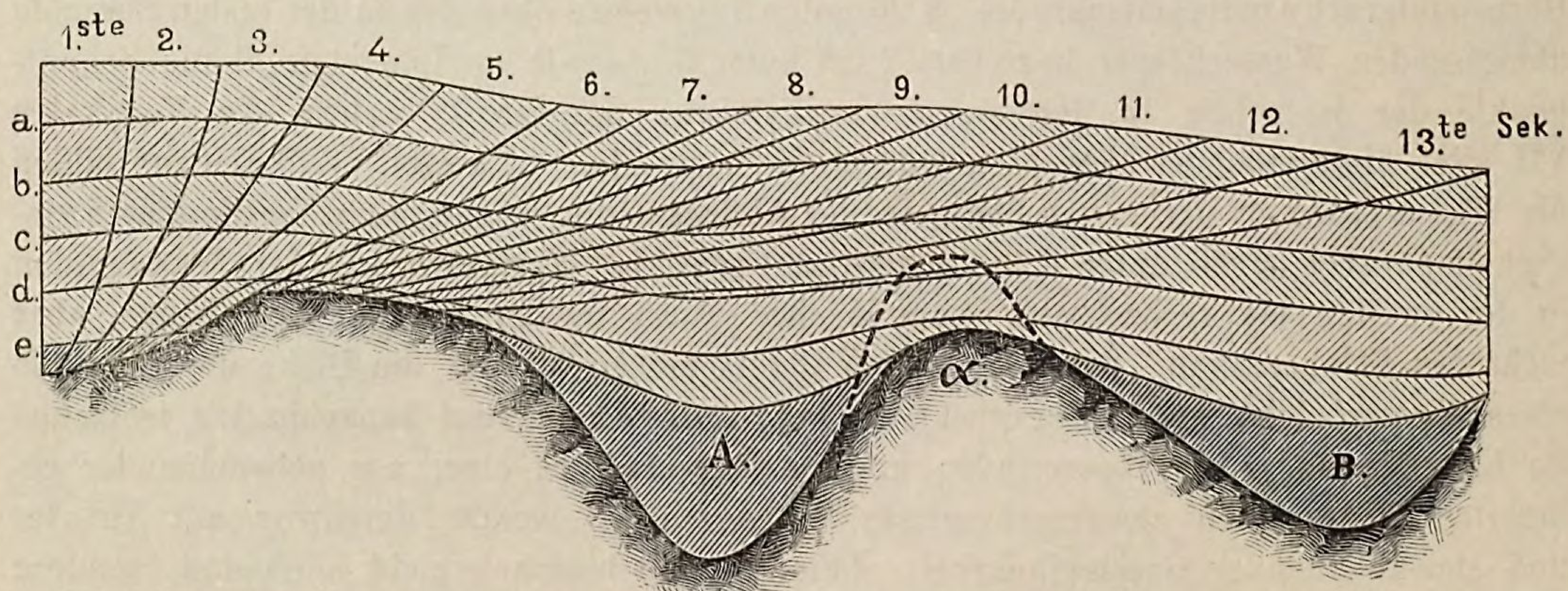


Fig. 65.

Längenprofil (Vertikale II).



In Fig. 64 sind die Vertikalen I. bis XIII., die Isotachen *a.* bis *e.* und die ebenfalls nach den Geschwindigkeiten in den obersten Messungspunkten der Vertikalen nahe unter dem Wasserspiegel konstruierte Horizontalgeschwindigkeitsparabel, in Fig. 65 die Schnittpunkte der Isotachen in derjenigen Vertikalebene, welche die Vertikalen II. sämt-

licher hintereinander liegenden Querprofile verbindet, sowie die verschiedenen Formen der Vertikalgeschwindigkeitsparabeln in der Vertikalebene während 13 Sekunden dargestellt. Die zwischen den, ebenfalls wie vor, nahe zusammenliegend gedachten Isotachen abfliefsenden Wasserschichten bilden schon im Querprofil am Anfang der Wasserlaufstrecke unregelmäfsig gekrümmte Ebenen, die indessen ihre Form und Lage bei jeder Änderung des Flufsbettes in Bezug auf Gestaltung des Quer- und Längenprofils, ganz besonders aber in Krümmungen umgestalten. Infolge dieser Änderungen wird beispielsweise die Wasserschicht zwischen den Isotachen *d.* und *e.* schon in der 4. Sekunde im Abflufs behindert, ebenso diejenige zwischen der Sohle und der Isotache *e.* In welcher Weise sich diese Wasserschichten gestalten, ist unbekannt, es mufs aber hier Stau entstehen und mit ihm unvollkommener Überfall, Verstärkung der Geschwindigkeit, Vermehrung des Angriffs auf die Sohle und Abwaschung derselben, falls sie nicht genügend widerstandsfähig ist. Ebenso wechselt die Geschwindigkeit mit jedem Gefällewechsel, weil stärkeres Gefälle gröfsere, schwächeres Gefälle kleinere Geschwindigkeit bedingt. Diese Änderung der Geschwindigkeit zeigt sich im Längenprofil bei der 3. und 4., 5. und 6. und 9. und 10. Sekunde. Endlich unterliegen auch die Wasserschichten sowohl, als deren Wasserfäden dort der Änderung, wo das Bett, wie in *A* und *B* (Fig. 65) Vertiefungen zeigt und das darin befindliche Wasser am Abflufs behindert. In wie weit dies geschieht und ob und in welchem Grade sich das Wasser daselbst in Ruhe oder in unregelmäfsiger Bewegung begriffen befindet, ist noch unaufgeklärt. Schon die bisher genannten Einflüsse müssen unregelmäfsiges Heben und Senken, Drücken, Dehnen und Zerreifsen, Krümmen und Verschieben der einzelnen Wasserfäden, wie auch Mischen der Wassermoleküle zur Folge haben und bei jedem Wechsel ihres Grades andere Abflufsbedingungen erzeugen. Hieraus folgt, dafs die Geschwindigkeit des Wassers auch in ein und demselben Punkt eines Querprofils in einem unregelmäfsigen, der steten Veränderung unterliegenden Wasserlaufbett keine gleichbleibende sein kann, dafs sie vielmehr, je nach dem Wechsel der Abflufsbedingungen, eine wechselnde, die Bewegung daher eine pulsierende sein mufs. Aufserdem machen sich aber auch noch andere Einflüsse geltend und zwar: Krümmungen des Bettes, welche ein Zurückwerfen der Wasserfäden von den im Anfall des Wassers belegenen Ufern bewirken; Unregelmäfsigkeiten in der Gestaltung der Sohle, infolge deren die Wasserfäden in verschiedene Richtungen gedrängt, getrennt und wieder zusammengeführt werden; Wirbel[107]), welche in letzterem Falle an der Sohle, oberhalb derselben aber durch das namentlich von konkaven Ufern nach der Stromrinne gerichtete Quergefälle, wie überhaupt bei Änderung der Strömungsrichtung und der Reibung entstehen; Wechsel der Wassermenge, welcher Änderung der Geschwindigkeits-, Druck- und Reibungsverhältnisse bedingt, und endlich noch Fortbewegung der Sinkstoffe, die wesentlichste Ursache der meisten Unregelmäfsigkeiten und der steten Änderungen des Bettes. So ändert beispielsweise die Fortbewegung der Sinkstoffe einer Sandbank, die Zuführung von Sinkstoffen aus Nebenflüssen zur Zeit des Hochwassers, die Ablagerung der bei Uferabbrüchen in das Bett gelangenden Bodenmassen, Verhältnisse wie sie in den punktierten Flächen am linken Ufer des Querprofils Fig. 64 und bei α im Längenprofil Fig. 65 angedeutet sind, die Gestaltung des Bettes und dessen Abflufsbedingungen sehr häufig. Unter diesen Umständen kann sonach die Bewegung des

[107]) Möller nimmt auch Wirbel mit vertikaler Wirbelebene und fast horizontaler Axe, sowie Fortbewegung der Wasserfäden in Spiralen an, vergl. dessen Studien über die Bewegung des Wassers u. s. w. Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 194, desgleichen 1890, S. 481 und Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 455.

fliefsenden Wassers in Wasserläufen nur eine ungleichartige, dem Grade nach von der Unregelmäfsigkeit des Wasserlaufs abhängige sein. Erfahrungsmäfsig ist denn auch im künstlichen Wasserlauf mit regelmäfsigem Normalprofil, gerader Strecke, gleichem Gefälle und annähernd gleichbleibender Wassermenge die Bewegung erheblich weniger ungleichartig als im natürlichen Wasserlauf. Je unregelmäfsiger dieser, desto ungleichartiger ist die Bewegung, wie schon die äufseren Unterschiede des Wasserspiegels im Ober-, Mittel- und Unterlaufe eines Flusses und Vergleiche dieses mit dem über Felstrümmer und grobe Geschiebe rauschend strömenden Gebirgsbache, oder mit dem an steiler Felswand bald in tiefer Runse, bald terrassenförmig in Wasserfällen abstürzenden Wildbache überzeugend erkennen lassen.

Bei der Verschiedenartigkeit der natürlichen Wasserläufe ist die Ermittelung einer für alle Fälle zutreffenden Theorie der ungleichartigen Bewegung, wenn überhaupt möglich, jedenfalls erst dann zu erwarten, wenn vorher die nächstliegende Aufgabe der Wissenschaft gelöst sein wird, die darin besteht, das gesetzmäfsige Walten der gleichartigen Bewegung des fliefsenden Wassers auf Grund von Beobachtungen in hydraulischen Versuchsanstalten, also in künstlichen Wasserrinnen, welche die oben erörterten Eigenschaften besitzen, festzustellen. Dann erst werden sich Mittel und Wege finden zur Übertragung der gewonnenen Ergebnisse auf natürliche Wasserläufe und zur Feststellung derjenigen Faktoren, aus denen die in jedem Einzelfalle anzuwendenden Zahlenwerte der Koefficienten für die verschiedenen Unregelmäfsigkeiten, welche bei der ungleichartigen Bewegung des Wassers in Frage treten, abzuleiten sind.

Litteratur

(zugleich Quellenverzeichnis).

Die Litteratur über die Bewegung des Wassers in natürlichen und künstlichen Wasserläufen ist zum Teil schon im Text angegeben.

De Saint Venant. Formules et tables nouvelles pour la solution des problèmes relatifs aux eaux courantes. Paris 1851.

Rühlmann, M. Hydromechanik. Leipzig 1857, S. 269.

Bornemann, K. R. Darcy's neue Versuche über die Bewegung des Wassers in Kanälen und Röhren. Civ.-Ing. 1858, S. 118.

Theoretische Grundsätze und praktische Regeln bei der Anlage von Wasserleitungen. Allg. Bauz. 1862, S. 162.

Dupuit, J. Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux courantes. 2. édit. Paris 1865.

Beitrag zur Theorie über die Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Allg. Bauz. 1866, S. 22.

Keelhoff. Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Polyt. Centralbl. 1866, S. 374.

Junker. Das Gesetz der Bewegung des fliefsenden Wassers. Coblenz 1866. Fortsetzung 1867.

Sasse. Über die Profil-, Wassermengen- und Geschwindigkeitsgesetze in der Oder und ihre Verwendung. Civ.-Ing. 1867, S. 277.

Zu den Untersuchungen über die Bewegung des Wassers in Flüssen. Deutsche Bauz. 1867, S. 400, 408 u. 426.

Kutter, W. R. Kurzer Bericht über die neuen Theorien der Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen von Darcy-Bazin und Humphreys-Abbot. Bern 1868.

Wagner, J. A. Über die Fortschritte der Hydrotechnik. Polyt. Journ. Bd. 189, S. 447; Bd. 190, S. 18.

Kutter, W. R. Über die Geschwindigkeitsformel für Gewässer. Polyt. Journ. Bd. 190, S. 265.

Hübbe. Zur Berechnung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1869, S. 659.

Sasse. Über die Profilform und die mittlere Geschwindigkeit eines im fremden Stau liegenden Stromes. Civ.-Ing. 1869, S. 87.

Untersuchungen aus dem Gebiete der Hydraulik. Deutsche Bauz. 1869, S. 3, 347, 423, 495, 545 u. 593.

Anderssohn, A. Neueste Aufschlüsse in der Hydraulik oder die mechanische Gleichgewichtsform, Verbindung und Bewegungsart des Wassers. Breslau 1870.

Niemann. Über die Bewegung des Wassers in Strömen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1870, S. 145.

Über die Bewegung des Wassers in Strömen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1870, S. 165.
Sasse. Die Parabel-Theorie in ihrer Anwendung auf die Bewegung des Wassers in der Saale und Unstrut. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1870, S. 193.
Junker. Zur Berechnung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1870, S. 44 u. 122.
Junker. Einfachere Herleitung einer bekannten Formel zur Berechnung der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Kanälen. Deutsche Bauz. 1870, S. 379.
Kutter, W. R. Die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers in Kanälen und regelmäfsigen Flufsstrecken. Allg. Bauz. 1870, S. 10, 44, 137, 210 u. 267. (Auch im Buchhandel erschienen: 2. Aufl., Wien 1877.)
Hagen, G. Handbuch der Wasserbaukunst. 3. Aufl. I. Teil. I. Bd., S. 135; II. Teil. I. Bd., S. 271. Berlin 1869 u. 1871.
Sasse. Über die Geschwindigkeits-Formeln in Bezug auf die Bewegung des Wassers in Flüssen. Deutsche Bauz. 1871, S. 242 u. 249.
Hagen. Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit des Wassers in einem Strome. Deutsche Bauz. 1871, S. 393.
Bazin. Des formules nouvellement proposées pour calculer le débit des canaux découverts. Ann. des ponts et chaussées 1871, 1. Sem., S. 9. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1871, S. 553.
Grebenau, H. Die internationale Rheinstrom-Messung bei Basel, vorgenommen am 6.—12. November 1867. München 1873.
Gordon, R. Fragment containing a discussion of a new formula for the flow of water in open channels. Milano 1873.
Hydrodynamic formulae. Engng. 1873, Juli, S. 13. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1873, S. 295.
Kutter, W. R. Einflufs der Störungen der gleichförmigen Bewegung des Wassers auf die Geschwindigkeit desselben. Allg. Bauz. 1873, S. 272.
Hagen. Mittlere Geschwindigkeit des Wassers in Strömen und Bächen. Zeitschr. f. Bauw. 1873, S. 68.
Collignon, E. Cours de mécanique appliquée aux constructions. II. partie. Hydraulique. Livre III. Mouvement de l'eau dans les canaux découverts. Paris 1874.
Kopka. Über die Bewegung des Wassers in Strömen. Romberg's Zeitschr. f. prakt. Bauk. 1874, S. 207, 225 u. 295.
Grashof, F. Theoretische Maschinenlehre. 1. Bd. Leipzig 1875, S. 409 u. 699.
Debauve, A. Manuel de l'ingénieur des ponts et chaussées. 15. fasc. Traité des eaux. 1. partie. Hydraulique. Paris 1865, S. 51.
Gordon, R. On the theory of the flow of water in open channels. Rangoon 1875.
Bazin. Discussion des expériences les plus récentes sur la distribution des vitesses dans un courant. Ann. des ponts et chaussées 1875, 2. Sem., S. 309.
Weisbach, J. Ingenieur- und Maschinen-Mechanik. 5. Aufl. von G. Herrmann, 1. Teil. Braunschweig 1875, S. 1105.
Meifsner, G. Die Hydraulik und die hydraulischen Motoren. I. Bd. Die Hydraulik. Jena 1878.
Bornemann, K. R. Neuere Litteratur über die Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Civ.-Ing. 1877, S. 21.
Higham, T. Hydraulic tables for finding the mean velocity and discharge in open channels, specially adapted to the most recent formulae. London 1877.
Schlichting. Die Geschwindigkeits-Skala der Ströme. Zeitschr. f. Bauw. 1877, S. 75—92.
Harder. Theorie der Bewegung des Wassers. Hamburg 1878.
Heinemann. Rationaltheorie der Bewegung des Wassers. Hagen 1879.
Plenkner. Die Bewegung des Wassers in natürlichen Wasserläufen. Leipzig 1879.
Gräve. Beobachtungen über die Bewegung des Wassers in Strömen. Civ.-Ing. XXV. Band.
Bekaur. Ungleichförmige Bewegung des Wassers in Kanälen. Tijdschr. van het Konink. inst. v. ing. 1881/82, S. 85—94.
Robert. Mittlere Geschwindigkeit des Wassers in Wasserläufen. Transact. of the Amer. soc. of civ. engin. 1882, S. 186—210.
Lavale und Rapp. Unsere natürlichen Wasserläufe. Weilheim 1883.
Sasse. Bewegung des Wassers im freien Strom. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1883, S. 701.
Über die Bewegung des Wassers in Flüssen. Engineer 1884, S. 294.
Temperatur des Wassers in verschiedenen Tiefen. Engineer 1884, S. 311.
Verschiedene Temperatur in tiefem Wasser. Transact. of the Amer. soc. of civ. eng. 1884, S. 73.
Kunningham. Hydraulic experiments. Vol. I—III. Rooske, Thomason College, N. W. P. India, 1880 u. 1881 und Versuche über die Bewegung des Wassers in Kanälen. Tijdschr. van het Konink. inst. v. ing. 1884/85, S. 145—170.

Kutter. Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Berlin 1885.

Kresnick. Berechnung der Wasser-, Profil- und Gefälleverhältnisse für Flüsse und Kanäle. Wien 1886.

Opel. Das parabolische Profil, polygonal begrenzte Querprofile und Bestimmung der Stromquerschnitte im Flutgebiet. Deutsche Bauz. 1886, S. 148; 1887, S. 138; 1888, S. 231, 519, 543 u. 550.

De Saint Venant. Berechnung der ungleichförmigen Bewegung des Wassers in Flüssen. Ann. des ponts et chaussées 1887, I. S. 148.

Temperatur der Binnengewässer. Wochenbl. f. Bauk. 1888, S. 19.

Kindermann. Über das Gesetz der Oberflächengefälle in Wasserläufen. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 247.

Manning. On the flow of water in open channels and pipes. Engineer 1890, S. 80.

Mau. Über die Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 75.

Möller. Über Wasserbewegung im Strome. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1890, S. 455.

Möller. Über den Begriff Reibung und Bewegungsgröfse bei fliefsendem Wasser. Archiv d. Ver. z. Beförd. d. Gewerbefl. 1890, S. 231.

Charton. Note sur une formule, permettant de calculer la vitesse d'un torrent. Genie civil 1890, XVII, S. 170.

Scheffler. Die Hydraulik auf neuen Grundlagen. Leipzig 1891.

Kresnick. Hydrologische Tafel zum Ablesen aller bei der Wassermengen-, Geschwindigkeits-, Gefälle- und Querprofilberechnung für Flüsse und Kanäle zu suchenden Gröfsen. Technische Vorträge und Abhandlungen, Heft XVII, Wien 1892.

III. Kapitel.

Stauwerke.*)

Erster Abschnitt.

Voruntersuchungen. Feste Wehre. Staudämme.

Bearbeitet von

G. Tolkmitt,

Wasser-Bauinspektor in Köpenick.

(Hierzu Tafel VIII und 39 Textfiguren.)

§ 1. Zweck und Arten der Stauwerke. Stauwerke, ganz allgemein, sind sämtliche Bauwerke in Wasserläufen, welche den Wasserabflufs beschränken und hierdurch eine Anstauung des fliefsenden Wassers bewirken. Unter Stauwerken in engerem Sinne sollen hier nur diejenigen Bauwerke verstanden werden, welche man zu dem Zweck errichtet, das fliefsende Wasser anzustauen und die gestaute Wassermenge zum Nutzen der Industrie, Landwirtschaft, Schiffahrt und Flöfserei zu verwenden. Ausgeschlossen von der Erörterung in diesem Kapitel sind deshalb die in der zweiten Abteilung dieses Werkes bei Besprechung der Verbauung der Wildbäche behandelten Bauwerke, welche lediglich die Zurückhaltung von Sinkstoffen behufs Erhöhung der Bachsohle bezwecken, während Regulierungswerke, Brücken und alle sonstigen Bauwerke, durch welche Stau in unbeabsichtigter und mitunter recht unerwünschter Weise entsteht, hier nur in Bezug auf ihre Stauwirkungen in Betracht zu ziehen sind.

Die Stauwerke finden mannigfaltige Verwendung. Früher sind sie vorzugsweise zum Betriebe von Mühlen angelegt worden und es ist die Verwendung zu diesem Zweck auch jetzt noch sehr gebräuchlich, obschon nicht mehr so wichtig als vor dem Zeitalter des Dampfes und der Eisenbahnen, wo die Anlage von Wassermühlen in vielen Gegenden zur Versorgung der Bevölkerung mit dem wichtigsten Nahrungsmittel unentbehrlich war. Bei industriellen Anlagen aller Art haben Stauwerke in Verbindung mit Werkkanälen, welche das Wasser den Kraftmaschinen (Turbinen, Wasserrädern u. s. w.) zuleiten, auch jetzt noch grofse Bedeutung.

Für die Landwirtschaft von erheblichem Nutzen sind Stauanlagen da, wo das gehobene Oberwasser seitwärts abgeleitet und zur Bewässerung von Ländereien ver-

*) Für die erste und zweite Auflage wurde dieses Kapitel von Professor K. Pestalozzi in Zürich bearbeitet.

wendet werden kann. Die Stauwerke treten in diesem Falle nicht allein an den Entnahmestellen des Wassers aus den natürlichen Wasserläufen auf, sondern auch in den Zu- und Ableitungskanälen. Eine Entnahme von Wasser kann ferner mittels Aufspeicherung in Sammelbecken erfolgen und zwar behufs Bewässerung von Ländereien, zur Wasserversorgung von Städten, zur Speisung von Schiffahrtskanälen und Wasserkraftmaschinen, ausnahmsweise auch zur Verminderung von Hochfluten, als Schutzmittel gegen Überschwemmungen.

Für die Schiffahrt sind die Stauanlagen von besonderer Wichtigkeit, indem sie oberhalb die Wassertiefe vergröfsern und die Strömungsgeschwindigkeit des Wassers vermindern. Sie kommen zum Zweck der Abzweigung von Kanälen aus Flüssen und bei Kanalisierung der letzteren vor. Auch die Flöfserei ist auf zahlreichen Wasserläufen nur dadurch möglich, dafs der Abflufs des Wassers durch Stauwerke abwechselnd vermindert und verstärkt wird, und zwar zu dem Zwecke, durch Anstauung und demnächstige Öffnung des Stauwerkes eine Flutwelle zu beschaffen, auf der die Flöfse thalwärts geführt werden.

Für militärische Zwecke, namentlich bei Verteidigung von Festungen, finden (hier nicht zu behandelnde) Stauwerke behufs Erzeugung von Überschwemmungen Anwendung.

Die Arten der Stauwerke lassen sich unterscheiden nach der Höhenlage ihrer Krone, nach ihrer Bauart und nach ihrer Lage zur Stromrichtung. Liegt die Krone so hoch, dafs sie niemals überströmt wird, so nennt man das Stauwerk „Staudamm“, dagegen Wehr, wenn die Krone so niedrig liegt, dafs eine Überströmung stattfindet.

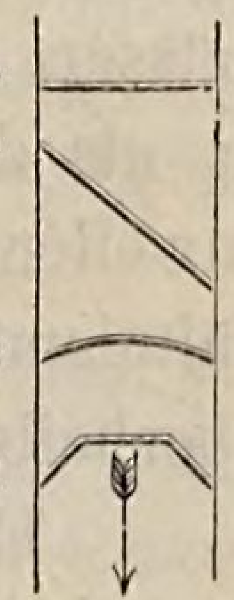
Die Wehre heifsen Überfallwehre oder Grundwehre, je nachdem ihre Krone oder der Wehrrücken über oder unter dem Unterwasser liegt. Im ersten Falle bildet das Wasser den vollkommenen, im zweiten Falle den unvollkommenen Überfall. Bei wechselndem Stande des Unterwassers kann ein und dasselbe Wehr bald Überfallwehr, bald Grundwehr sein, nämlich dann, wenn der Rücken zwischen dem niedrigsten und dem höchsten Stande des Unterwassers liegt. Solche Wehre, deren Rücken noch niedriger als der kleinste Unterwasserstand liegt, werden auch Grundschwellen oder Stauschwellen genannt.

Nach der Bauart unterscheidet man Staudämme aus Erde und Staudämme aus Mauerwerk, und bei den Wehren feste und bewegliche Wehre, welche auch in ihrer Wirkungsweise verschieden sind. Bei den festen Wehren, die man als hölzerne, halbmassive und massive unterscheidet, können die Stauvorrichtungen weder ganz noch teilweise beseitigt werden und es läfst sich daher die Stauwirkung auch nicht willkürlich abändern, während solches bei den beweglichen Wehren innerhalb bestimmter Grenzen möglich ist. Es bleibt jedoch der Umstand zu berücksichtigen, dafs auch alle beweglichen Wehre eines festen Unterbaues bedürfen. Sofern nun dieser für sich allein eine Stauwirkung auszuüben im stande ist, wird derselbe als ein festes Wehr anzusehen und zu behandeln sein.

Die beweglichen Wehre kommen für sich allein und im Anschlufs an feste Wehre vor. Am gebräuchlichsten sind die Schützenwehre, auch Schleusenwehre genannt, bei welchen der Verschlufs der Durchflufsöffnungen durch Schütztafeln erfolgt. Man nennt sie Freiarchen, wenn sie zur Abführung des Hochwassers dienen, und Grundablässe, wenn ihre Öffnungen bis zur Sohle des natürlichen Flufsbettes reichen. Schleusenwehre werden auch Stauschleusen, Ent- oder Bewässerungsschleusen, Ein- oder Auslafsschleusen, je nach den Zwecken, welchen sie dienen, genannt.

Aufser den Schützenwehren, welche mit festen oder mit beweglichen Ständern (Losständern, Setzpfosten) konstruiert sein können, giebt es noch zahlreiche andere Arten beweglicher Wehre, insbesondere Dammbalkenwehre, Nadelwehre, Klappenwehre und Trommelwehre. Man nennt sie selbstwirkend, wenn sie sich unter der Einwirkung eines zunehmenden Wasserdrucks in selbstthätiger Weise öffnen. Auch das Wiederaufrichten bei abnehmendem Wasserstande kann unter Umständen selbstwirkend geschehen, während wiederum bei anderen Wehren das Niederlegen und Aufrichten zwar durch Menschenhand veranlafst werden mufs, aber bei beliebigem Wasserstande durch den Wasserdruck als bewegende Kraft herbeigeführt werden kann. Die beweglichen Wehre werden hinsichtlich der Festigkeitsberechnungen in § 5, im übrigen im zweiten Abschnitt dieses Kapitels näher erörtert. — Nach der Lage zur Stromrichtung nennt man die Wehre gerade, schiefe, gekrümmte oder gebrochene, je nachdem sie im Grundrifs nach *a*, *b*, *c* oder *d* (Fig. 1) angelegt sind.

Fig. 1.



Die geschichtliche Entwickelung der Stauwerke ist in § 8 besprochen.

§ 2. Allgemeine Anordnung und Wirkung der Wehre. Die Stauanlagen üben weitgehende Wirkungen hinsichtlich der Vorflut und der Gestaltung des Flufsbettes aus. Bei ihrer Anlage ist deshalb grofse Sorgfalt und Vorsicht geboten. Man mufs in jedem einzelnen Falle die örtlichen Verhältnisse genau untersuchen und daraufhin die Anordnungen so zu treffen, insbesondere die Durchflufsöffnungen nach Gröfse, Höhenlage und Einrichtung so festzustellen suchen, dafs nachteilige Einwirkungen womöglich ganz vermieden, mindestens aber vorher vollständig erkannt werden.

Der Stau vor dem Wehre vergröfsert das Durchflufsprofil oberhalb des letzteren. Die Profilvergröfserung bedingt eine geringere mittlere Geschwindigkeit der abzuführenden Wassermenge und demzufolge ein geringeres Wasserspiegelgefälle als in dem ungestauten Wasserlauf. Hieraus entsteht nach oben hin eine Abnahme der Stauhöhe; der gestaute Wasserspiegel nähert sich dem ungestauten immer mehr und kommt demselben in einem gewissen Abstande von dem Wehr so nahe, dafs die Stauhöhe nicht mehr gemessen werden kann, weil sie geringer ist als die Schwankungen im Wasserspiegel, welche die Strömung verursacht. Der Abstand bis zur Grenze der thatsächlich mefsbaren Wasserspiegelhebung wird gewöhnlich die Stauweite, und die im Längenschnitt des Wasserlaufes innerhalb der Stauweite gekrümmte Linie des Wasserspiegels die Staukurve genannt. Die unmittelbaren Wirkungen der Stauanlage reichen nur bis zur Grenze der Stauweite. Es ist wichtig, dies hervorzuheben und zu betonen, dafs sie sich durchaus nicht weiter aufwärts erstrecken können, weil über die Rückwirkungen häufig Streitigkeiten entstehen und bei den Anliegern bisweilen ganz übertriebene Vorstellungen herrschen. Wie innerhalb der Stauweite für beliebige Abstände vom Wehr die Stauhöhe berechnet werden kann, wird im § 4 gezeigt werden. Die Berechnungen sind aber für verschiedene Wasserstände vorzunehmen, da mit diesen die Stauhöhen sich ändern. Auch die Stauweite ist veränderlich und nicht nur von der Höhe des Aufstaues am Wehr, sondern auch von der Wassermenge der Flufsstrecke abhängig. Aus den Staukurven bei verschiedenen Wasserständen lassen sich die Stauwirkungen in Bezug auf die Vorflut der Uferländereien und der einmündenden Wasserläufe, sowie auf die etwaigen oberen Stauanlagen, welche durch den Rückstau beeinträchtigt werden könnten, erkennen.

Es liegt auf der Hand, dafs die Stauweite gröfser ist in Flüssen mit geringem, als in solchen mit starkem Gefälle; auch wird ein Stau in tief eingeschnittenen Wasser-

läufen weniger fühlbar sein, als in solchen mit niedrigen Ufern. Im Flachlande ist deshalb besondere Vorsicht bei der Anlage neuer Stauwerke geboten.

Am einfachsten in der Anlage und Unterhaltung sind die festen Wehre. Diese beschränken aber dauernd das Durchflufsprofil des Wasserlaufes, weshalb sich ihre Stauwirkung auf alle Wasserstände, auch auf das Hochwasser erstreckt. Freilich nimmt die Stauhöhe am Wehr bei steigendem Wasserstande ab, weil die Einschränkung des Profils durch das Wehr verhältnismäfsig immer geringer wird, je mehr das Wasser anschwillt, und sonach die Wirkungen dieser Beschränkung auch immer kleiner werden müssen. Dementsprechend steigt das Oberwasser bei vermehrtem Zuflusse langsamer an als das Unterwasser, und wenn das Wehr sehr hoch überflutet wird, so bemerkt man zuweilen wohl kaum noch einen Überfall an demselben. Aber auch in solchen verhältnismäfsig günstigen Fällen bleibt eine gewisse Stauwirkung bestehen, welche für die oberhalb belegenen Wohnstätten und Fluren noch nachteilig werden kann.

Ein Nachteil der festen Wehre liegt darin, dafs sie unter Umständen die Abführung des Eises behindern und zu Eisversetzungen führen.

Die Abführung des Hochwassers wird erleichtert durch Verlängerung des Wehres. Gewöhnlich kommt es bei der Anlage eines festen Wehres darauf an, das Niedrigwasser bis zu einer bestimmten Höhe anzustauen, und es mufs dann der Wehrrücken oft nahezu bis zu dieser Höhe reichen. Die erforderliche Höhenlage wächst zwar mit der Länge des Wehres, aber so wenig, dafs die Verlängerung sehr vorteilhaft bleibt. Man darf deshalb die festen Wehre nicht in den engsten Strecken des Flufsbettes erbauen, wo die Baukosten freilich am niedrigsten sein würden, sondern es ist entweder eine breite Flufsstrecke zu wählen, oder das Flufsbett an der Baustelle angemessen zu verbreitern.

Die älteren Wehre sind häufig schräg gegen den Flufs gerichtet. Diese Art der Verlängerung ist jedoch nicht zu empfehlen, weil sie die Abführung des Hochwassers nur wenig erleichtert, dagegen zu starken Uferabbrüchen und unregelmäfsigen Ablagerungen führt. Wo das Mittel der Verlängerung nicht ausreichend wirkt, mufs neben dem festen Wehr eine Freiarche zur Abführung des Hochwassers erbaut werden.

Eine andere Wirkung der festen Wehre besteht darin, dafs sie das Flufsbett erhöhen, indem sich die mitgeführten gröberen Sinkstoffe oberhalb ablagern. In Flüssen, welche gröbere Geschiebe führen, kann man diese Ablagerungen bei älteren Wehren deutlich daran erkennen, dafs das Flufsbett an jedem Wehr stufenweise abfällt. Die Erhöhung des Flufsbettes hat aber eine weitere Erhebung des Wasserspiegels zur Folge, sodafs der Stau weiter oberhalb des Wehres allmählich gröfser wird. Bisweilen bemerkt man freilich diese Erscheinungen nicht und es bleibt die Wassertiefe vor dem Wehr lange Zeit hindurch unverändert. Dies wird insbesondere dann der Fall sein, wenn ein lediglich feine Sinkstoffe führender Flufs bei Hochwasser stark durchströmt wird und hierbei die früheren Ablagerungen wieder fortführt. In ähnlicher Weise wird das Flufsbett auch bei einem Durchbruch der Wehre wieder aufgeräumt, und da solche Durchbrüche früher häufig vorkamen, so ist es erklärlich, dafs die Flufsbetten sich bisweilen lange rein erhalten haben. Die Erhöhung des Flufsbettes ist fast durchweg nachteilig, man sollte deshalb feste Wehre nur in Verbindung mit Grundablässen, welche bei Hochwasser geöffnet werden, zur Ausführung bringen.

Bei den beweglichen Wehren ist die Höhe des festen Wehrrückens von der Stauhöhe unabhängig. Je höher man ihn legt, desto gröfsere Länge ist erforderlich; je tiefer der Rücken liegt, desto geringer wird die zur Abführung des Hochwassers erforderliche Lichtweite. Bei sehr grofser Tiefe wird jedoch die Anordnung und Hand-

habung der beweglichen Teile schwierig und kostspielig. Für gröfsere Stauanlagen pflegt man deshalb in den einzelnen Teilen verschiedene Höhenlage des festen Wehrrückens anzuordnen.

Feste Wehre sind in der Anlage, Unterhaltung und Bedienung am einfachsten und billigsten. Im Gebirgs- und Hügellande, wo weder Flöfserei noch Schiffahrt stattfindet, sind deshalb feste Wehre gebräuchlich, dagegen bewegliche Wehre oder Wehrteile nur da zu finden, wo Wasserstände zu regulieren, oder Grundablässe zur Spülung notwendig sind, und man verwendet dann meist Schützenwehre. Diese lassen sich am leichtesten und wohl auch mit den geringsten Kosten genügend widerstandsfähig herstellen. Hierzu kommt der Vorzug gröfster Wasserdichtheit, welcher in Bächen, wo nicht selten Wassermangel eintritt, von nicht zu unterschätzender Bedeutung ist.

In schiffbaren Gewässern sind dagegen Schützenwehre nur ausnahmsweise am Platze. Ihre Bauteile gewähren nicht die nötige Breite und Höhe, sofern man nicht etwa die Zwischenpfosten zum Herausheben aus dem Wasser einrichtet und eine hinreichend hoch gelegene Brücke zum Stützen und Bedienen verwendet. Hier sind solche Wehre angezeigt, welche auf die Sohle niedergelegt werden können. Das Nähere über die Auswahl und Anordnung der beweglichen Wehre enthält der 2. Abschnitt dieses Kapitels.

Unterhalb eines Wehres bleiben die Abflufsverhältnisse im allgemeinen unverändert. Allerdings entstehen durch die bedeutende Geschwindigkeit, welche das im Wehr abfliefsende Wasser erlangt, lebhafte Wirbel, Gegenströmungen und Schwankungen des Wasserspiegels daselbst. In einiger Entfernung verschwinden jedoch diese Erscheinungen und das Wasser fliefst in seinem Bette ganz in derselben Weise wie vor Erbauung des Wehres. Eine Änderung tritt nur dann ein, wenn ein Teil der Wassermenge oberhalb des Wehres abgeleitet und der unteren Strecke des Wasserlaufes entzogen wird. In diesem Falle sinkt der Wasserspiegel daselbst und bisweilen wird das Flufsbett unterhalb des Wehres zeitweise ganz trockengelegt.

Aufser den vorstehend besprochenen unmittelbaren und örtlichen Wirkungen der Stauanlagen ist noch auf eine Wirkung anderer Art, welche als eine mittelbare und zeitliche bezeichnet werden kann, hinzuweisen. Sie ist allerdings nicht überall, sondern nur da vorhanden, wo der gestaute Wasserlauf innerhalb der Stauweite seeartig breit ist oder seine Ufer in grofser Ausdehnung unter Wasser setzt. In solchen Fällen ist nämlich die Anstauung des Wassers, sowie jede Änderung der Stauhöhe von Einflufs auf die unterhalb des Stauwerkes abfliefsende Wassermenge, indem diese kleiner oder gröfser als der Zuflufs wird, je nachdem oberhalb mit dem Steigen oder Fallen des Wasserspiegels eine Aufspeicherung von Wasser oder eine Verminderung des Vorrats stattfindet, vergl. Kap. II, S. 72, See-Retention.

Die Aufspeicherung findet zumeist bei der Schneeschmelze, in geringerem Mafse bei jedem Hochwasser statt und es kann dadurch, wenn die Stauweite und das Überschwemmungsgebiet recht grofs ist, die unterhalb der Stauanlage abfliefsende Wassermenge recht bedeutend beeinflufst, bei Hochwasser vermindert und bei Niedrigwasser vergröfsert werden.

In grofsem Umfange findet beispielsweise der geschilderte Vorgang in der Havel statt, wo der eine ununterbrochene Kette von Seen bildende Flufslauf innerhalb der Stauweite der Brandenburger Stauanlagen eine Wasserspiegeloberfläche von etwa 72 qkm und aufserdem noch ein sehr niedriges und grofses Überschwemmungsgebiet hat. Daselbst werden in den Monaten März und April durch den Stau in unbeabsichtigter und sogar unerwünschter Weise etwa 40 Millionen cbm Wasser aufgespeichert, und die Havel hat in den folgenden Monaten aufser ihren regelmäfsigen Zuflüssen auch noch diese grofse Wassermenge abzuführen. Der Brandenburger Stau verzögert also den Abflufs des Frühjahrshochwassers und

beeinflufst mittelbar, nämlich durch Vergröfserung der Abflufsmenge in den Sommermonaten, auch den Wasserstand der unteren Flufsstrecke, wodurch zwar die Schiffahrt begünstigt, die Landwirtschaft aber benachteiligt wird.

Die Erbauung von Stauanlagen ist ihrer weithin reichenden Stauwirkungen wegen in allen Kulturländern an behördliche Erlaubnis geknüpft, wobei vorgeschriebene Formen und Bedingungen zu erfüllen sind. Es handelt sich dabei in der Regel um Anzeigepflicht, Einreichung der Pläne an die Aufsichtsbehörde, um deren Prüfung durch Sachverständige und öffentliche Auslegung, worauf vor der Entscheidung etwaige Einwendungen zur Erörterung gelangen. Die vorschriftsmäfsige Ausführung in Bezug auf Einhaltung der richtigen Lichtweiten und der Höhenlage des Wehrrückens bei festen Wehren, des Fachbaumes bei Schützenwehren wird meist überwacht und der Betrieb der Anlage an die Bedingung geknüpft, dafs eine bestimmte Stauhöhe nicht willkürlich überschritten werden darf. Die letztgenannte Bedingung kann aber nur da gestellt werden, wo feste Wehre mit beweglichen Wehren verbunden vorkommen, da nur bei diesen eine Regelung der Stauhöhe möglich ist.

Die zulässige Stauhöhe wird durch einen Merkpfahl festgelegt, welcher gewöhnlich aus einem im Oberwasser eingerammten Pfahl besteht. Der Kopf desselben wird in der Regel mit einer Haube versehen, deren Oberkante genau mit der Stauhöhe übereinstimmt, und die Höhenlage des Merkpfahls wird gegen den Fachbaum sowie gegen sonstige Festpunkte durch Höhenmessung festgestellt. Die Setzung des Merkpfahls pflegt in Gegenwart von Zeugen, Gerichts- und Verwaltungsbeamten, welche darüber eine Urkunde auszufertigen haben, stattzufinden. Die Überschreitung der Staubefugnis ist strafbar. Straflosigkeit tritt nur dann ein, wenn der Stauberechtigte bei eintretendem Hochwasser rechtzeitig alle beweglichen Teile des Stauwerks vollständig aus dem Wasser entfernt hatte und somit das Eintreten einer gröfseren Stauhöhe nicht verhindern konnte.

Aus Gründen des öffentlichen Wohls und zur Förderung der Landeskultur können vorhandene Stauberechtigungen gegen Entschädigung abgeändert und abgelöst werden. Wo ein Merkpfahl fehlt, mufs sich der Stauberechtigte die Setzung eines solchen auf Kosten der Antragsteller gefallen lassen.

Häufig ist für die Sommermonate die Einhaltung eines niedrigeren Staues, als für die übrige Jahreszeit vorgeschrieben: Sommer- und Winterstau. Ferner kann dem Stauberechtigten die Verpflichtung auferlegt werden, zur Erhaltung der Schiffbarkeit eines Gewässers oder während der Bewässerung von Ländereien das Oberwasser nicht unter eine bestimmte Höhe sinken zu lassen: Mindeststau. Alle diese Wasserstände müssen an dem Merkpfahl bezw. durch verschiedene Merkpfähle deutlich erkennbar sein.

Der Merkpfahl sollte nicht unmittelbar vor dem Stauwerke stehen, weil hier je nach dem Wasserdurchflusse ein sehr ungleichmäfsiges Gefälle stattfindet, zumal wenn das Oberwasser von geringer Breite und versandet ist. Die Stauberechtigten pflegen dagegen stets darauf bedacht zu sein, dafs eine solche Lage gewählt werde, indem alsdann aus dem obigen Grunde die Merkpfahlhöhe leichter eingehalten und bei stattgehabter Überschreitung durch Verstärkung des Durchflusses schneller wieder erreicht, also die Überschreitung nicht so leicht bemerkt und nachgewiesen werden kann.

Wo es sich um die Abänderung von Stauberechtigungen zur Förderung der Vorflut handelt, ist stets sorgfältig zu untersuchen, ob die vorhandenen Durchflufsöffnungen behufs Herbeiführung der ermäfsigten Stauhöhen erweitert werden müssen. Es könnte sonst vorkommen, dafs man Stauberechtigungen ablöst und dafs die unbefriedigenden Stauverhältnisse wegen Unzulänglichkeit der Freiarchen trotzdem unverändert bleiben.

§ 3. Stauhöhe und Durchflufsprofil. Wenn man die einer Stauanlage zu gebenden Durchflufsöffnungen nach Gröfse und Höhenanlage berechnen will, mufs man einerseits die abzuführenden Wassermengen kennen und andererseits berechnen, wie viel Wasser durch jede Öffnung fliefst. Wie die Wassermenge, welche der Flufs bei verschiedenen Wasserständen führt, ermittelt wird, ist in Kapitel II behandelt worden. Diese Ermittelungen müssen für verschiedene Wasserstände vorgenommen werden, ganz besonders für den kleinsten und für den gröfsten. Wird das Wasser teilweise durch Seitenkanäle abgeleitet, so ist der betreffende Teil der Gesamtwassermenge für die Berechnung der Stauanlage in Abzug zu bringen. Es darf jedoch die Hochwassermenge nicht in gleicher Weise gekürzt werden, da der Fall eintreten kann, dafs die Seitenkanäle bei hohen Wasserständen aus verschiedenen Gründen abgesperrt bleiben müssen.

Bisweilen handelt es sich darum, die ganze Wassermenge auf die einzelnen Durchflufsöffnungen einer Stauanlage nach einem genau vorgeschriebenen Verhältnis zu verteilen, oder einer einzelnen Öffnung eine ganz bestimmte Wassermenge zuzuweisen. Alsdann ist eine sorgfältige Berechnung durchaus geboten. Diese ist aber deshalb sehr schwierig, weil die wirkliche Ausflufsmenge mit der theoretischen nicht übereinstimmt, sodafs man in die auf theoretischer Grundlage beruhenden Formeln einen Erfahrungswert, den sogenannten Ausflufskoefficienten, einführen mufs. Der letztere ist nun von so vielen Umständen, als z. B. von der Form, Gröfse und Begrenzung der Durchflufsöffnungen, von der Breite und Tiefe des Zuflufskanals und dergl. abhängig, dafs es trotz zahlreicher Messungen und Versuche noch nicht gelungen ist, ihn durch eine allgemein anwendbare Regel oder Formel genau zu bestimmen. Man ist vielmehr in den meisten Fällen auf eine ziemlich unsichere Schätzung angewiesen, zumal bei den Stauwerken in Flüssen, welche bei mittleren oder höheren Wasserständen eine beträchtliche Wassermenge abzuführen haben.

Vielfach pflegt indessen eine grofse Genauigkeit in der Ermittelung der durch die Öffnungen abfliefsenden Wassermengen gerade in denjenigen Fällen, wo der Ausflufskoefficient am unsichersten ist, nicht erforderlich zu sein, denn ebenso unsicher wie der Ausflufskoefficient μ ist auch der Geschwindigkeitskoefficient c in der allgemeinen Geschwindigkeitsformel $v = c\sqrt{RJ}$. Es lassen sich überhaupt die Geschwindigkeiten und Wassermengen der Flüsse weder durch Messung noch durch Berechnung mit grofser Schärfe und Sicherheit feststellen; dazu kommt noch der Umstand, dafs die Änderungen der Wassermenge den Änderungen des Wasserstandes nicht immer in gleicher Weise entsprechen, indem bei steigendem Wasser eine gröfsere, bei fallendem eine kleinere Wassermenge abfliefst als bei gleich hohem Wasserstande im Beharrungszustande. Da mithin die durch das Stauwerk abzuführende Wassermenge des Flusses nur näherungsweise festgestellt werden kann, würde eine grofse Genauigkeit bei der Berechnung der durch die Öffnungen der Stauwerke abfliefsenden Wassermengen meist nur von geringem Wert sein. Man wird aber die Berechnung so genau als irgend thunlich anstellen.

Herleitung der Formeln für die Ausflufsmenge. Aus einer kleinen Öffnung in der Seitenwand eines Behälters strömt das Wasser mit einer von der Druckhöhe abhängigen Geschwindigkeit aus und es gilt dafür ohne Berücksichtigung des Ausflufskoefficienten die Formel

$$v = \sqrt{2gh}\,,$$

worin v die Geschwindigkeit, h die Druckhöhe und g die Erdbeschleunigung $= 9{,}81$ m bedeutet. Für das Meter als Mafseinheit kann man in dieser Formel $\sqrt{2g} = 4{,}43$ setzen.

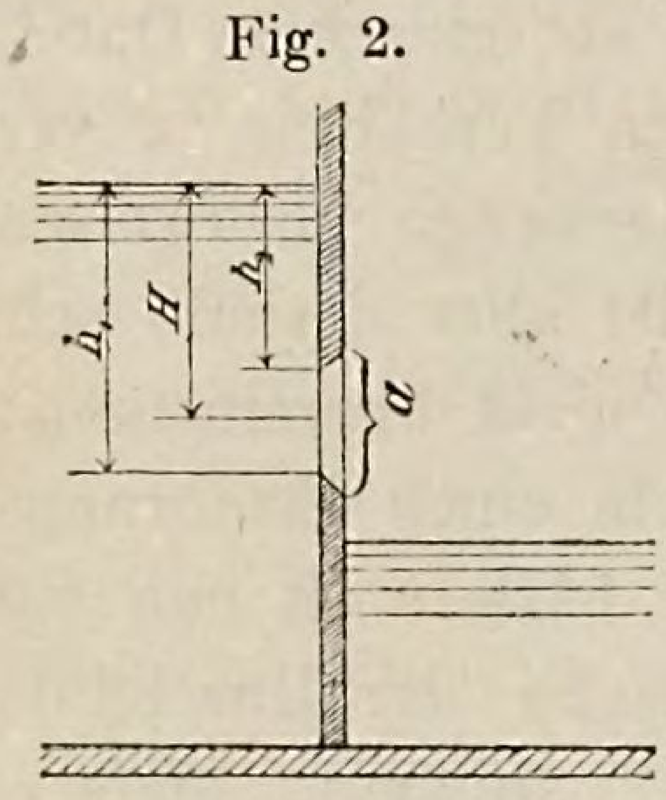
Die Druckhöhe h ist bei freiem Ausflusse gleich der lotrechten Tiefe der Ausströmungsstelle unter der Oberfläche des Wassers in dem Behälter; wenn dagegen der Ausfluſs unter Wasser erfolgt, so ist h gleich dem Höhenunterschiede zwischen Ober- und Unterwasser. Die Ausfluſsmenge ist demnach allgemein, wenn μ = Ausfluſskoefficient,

$$Q = \mu . \sqrt{2g} . \int \sqrt{h} . dF \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \; 1.$$

Wenn der obere Behälter ein förmlicher Zufluſskanal ist und das Wasser mit der Geschwindigkeit v an der Ausfluſsstelle ankommt, so ist die Druckhöhe h um die Geschwindigkeitshöhe $k = \frac{v^2}{2g}$ gröſser als der obige Höhenunterschied anzunehmen.

Für rechteckige Öffnungen von der Breite b und der Höhe a, welche ganz über dem Unterwasser liegen, lautet die Formel 1 (Fig. 2)

Fig. 2.



$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[h_1^{3/2} - h_2^{3/2}\right] \quad \ldots \ldots \; 2.$$

Hiervon bedeutet h_1 die Druckhöhe an dem unteren und h_2 diejenige an dem oberen Rande der Öffnung.

Setzt man $H = \frac{h_1 + h_2}{2}$, so ist

$$h_1^{3/2} - h_2^{3/2} = \left(H + \frac{a}{2}\right)^{3/2} - \left(H - \frac{a}{2}\right)^{3/2}$$

und durch Reihenentwickelung

$$h_1^{3/2} - h_2^{3/2} = \frac{3}{2} a \sqrt{H} \left[1 - \frac{1}{96}\left(\frac{a}{H}\right)^2 - \frac{1}{2048}\left(\frac{a}{H}\right)^4 - \ldots\right].$$

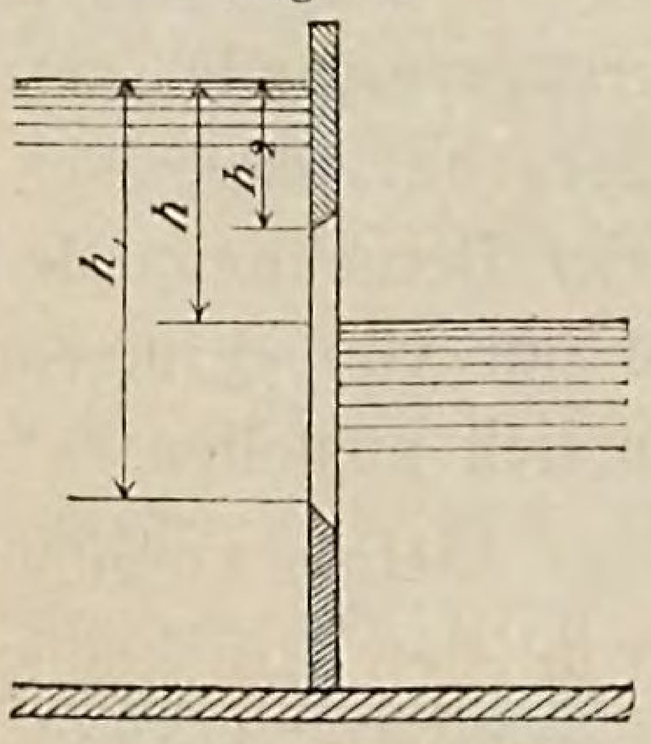
So lange $\frac{a}{H}$ ein echter Bruch ist, kann die Klammer auf der rechten Seite unbedenklich = 1 gesetzt werden, da der Fehler, welcher durch Vernachlässigung der folgenden Glieder entsteht, weniger als ein Hundertstel beträgt. Dann geht die Formel 2 in die folgende über

$$Q = \mu b a \sqrt{2gH}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \; 3.$$

welche man in allen Fällen, wo $h_2 \gtreqless \frac{a}{2}$ ist, statt der Formel 2 anwenden kann.

Die Durchfluſsöffnung wird ein Überfall, wenn die Öffnung bis zu dem Oberwasserspiegel reicht. Alsdann ist nicht mehr die Formel 3, sondern Formel 2 anzuwenden, in welcher h_2 entweder = 0 oder, wenn die Geschwindigkeitshöhe des ankommenden Wassers berücksichtigt werden muſs, = k zu setzen ist.

Fig. 3.



Wenn die Durchfluſsöffnung zum Teil unter, zum Teil über dem Unterwasser liegt, so kann man sie in zwei Teile zerlegt denken. Es ist dann auf den oberen Teil die Formel 2 bezw. 3 anwendbar, während die Druckhöhe in dem unter dem Unterwasserspiegel gelegenen Teile der Öffnung überall gleich groſs und zwar gleich dem Höhenunterschiede h zwischen Ober- und Unterwasser ist. Die Formel lautet daher (Fig. 3):

$$Q = b \sqrt{2g} \left[\mu (h_1 - h) \sqrt{h} + \frac{2}{3} \mu (h^{3/2} - h_2^{3/2})\right]. \quad . \; . \; 4.$$

Die vorstehenden Formeln 1 bis 4 enthalten die theoretische Grundlage für die Berechnung der Stauhöhen. Bei ihrer Anwendung handelt es sich in erster Linie um die passende Wahl des Ausfluſskoefficienten.

Ausfluſskoefficient. Ergebnisse der Beobachtungen. Eine eingehende Darstellung der zahlreichen Messungen und Beobachtungen, welche zur Feststellung der

Ausflufsmengen angestellt worden sind, würde an dieser Stelle zu weit führen. Andererseits ist die Kenntnis derselben und ihrer Ergebnisse unerläfslich, um den Ausflufskoefficienten für einen gegebenen Fall zutreffend einschätzen zu können.

Die meisten Beobachter haben sich auf kleine Ausflufsöffnungen beschränkt. Als Normalfall gilt überall derjenige, wobei vollständige und vollkommene Zusammenziehung des Wasserstrahls stattfindet; die Bedingungen dafür sind, dafs die Öffnung sich in einer lotrechten dünnen Wand befindet, dafs ihre Ränder sowohl gegen den Boden als gegen die Seitenwände des Zuflufskanals scharf vorspringen, und dafs der letztere eine sehr viel gröfsere Querschnittsfläche als die Öffnung hat. Wo diese Bedingungen nicht sämtlich erfüllt sind, da ist die Ausflufsmenge entweder gröfser oder kleiner als in dem Normalfalle.

Wenn ein Teil des Umfanges der Öffnung sich an die Wandung des Zuflufskanals ohne Vorsprung glatt anschliefst, so wird die Zusammenziehung des Wasserstrahls daselbst aufgehoben und man nennt sie alsdann unvollständig, während sie unvollkommen genannt wird, wenn das Wasser sich vor der Öffnung nicht ganz oder nahezu in Ruhe befindet, sondern den Zuflufskanal mit bemerkbarer Geschwindigkeit durchströmt. Sowohl im Falle der unvollständigen als in demjenigen der unvollkommenen Zusammenziehung ist die Ausflufsmenge gröfser als in dem Normalfalle. Die Zunahme hängt mit einer minder starken Ablenkung der austretenden Wasserfäden und einer geringeren Einschnürung des Wasserstrahls zusammen. Bei der vollständigen und vollkommenen Zusammenziehung kann man jene Einschnürung sehr deutlich wahrnehmen. Die Geschwindigkeit ist dabei nicht in allen Teilen des Wasserstrahls gleich grofs, sondern an den Rändern fast gleich Null, und sie nimmt von dort nach der Mitte hin zu. Man hat die Form des austretenden Wasserstrahls gemessen und gefunden, dafs das Verhältnis, in welchem die Querschnittsverminderung eintritt, d. i. der Einschnürungskoefficient, nahezu mit dem Ausflufskoefficienten übereinstimmt. Der letztere liegt in dem Normalfalle meistens zwischen 0,59 und 0,64 und als Mittelwert kann

$$\mu = 0{,}62$$

angenommen werden. Nur bei sehr kleinen Öffnungen ist μ etwas gröfser. Es ist bemerkenswert und noch nicht genügend erklärt, dafs sehr kleine Öffnungen eine verhältnismäfsig gröfsere Ausflufsmenge liefern, dafs ihnen also ein gröfseres μ zukommt als solchen von 20 cm Seitenlänge und darüber. Im übrigen macht es keinen Unterschied, ob der Ausflufs frei, d. i. über Wasser, oder ob er unter Wasser stattfindet.

Das beste Mittel zur genauen Messung und Verteilung des Wassers bilden die vollkommenen Überfälle, zumal wenn dabei die vorigen Bedingungen des Normalfalles für vollständige Zusammenziehung erfüllt sind. Solche Überfälle sind sehr eingehend beobachtet worden, und es kann deren Wassermenge auf Grund zahlreicher, mit grofser Sorgfalt angestellter Versuche ziemlich genau berechnet werden. Leider hat fast jeder Beobachter eine andere Formel für den Ausflufskoefficienten aufgestellt. Neuerdings hat Frese beachtenswerte Versuche in der Herrenhauser Schleuse bei Hannover gemacht und seine Formeln für μ nicht nur diesen eigenen Versuchen, sondern auch denen anderer Beobachter anzupassen gesucht, weshalb sie innerhalb ziemlich weiter Grenzen anwendbar sein dürften. Über die Ergebnisse vergl. Kap. II, § 23, S. 167.

Die Überfallhöhe h mufs in einiger Entfernung von dem Überfall gemessen werden, da der Wasserspiegel in der Ebene des letzteren bereits merklich tiefer liegt. Frese hat gefunden, dafs der Höchstbetrag der fraglichen Absenkung etwa $= 0{,}15\,h$ ist und erst bei einer gewissen Breite b des Überfalls erreicht wird, welches Mafs der Breite

mit der Überfallhöhe zunimmt. Bei kleinerer Breite ist die Absenkung geringer als 0,15 h und bei gröfserer Breite behält sie jenen Wert bei.

Der oberen Absenkung des Wasserstrahls steht eine untere Erhebung gegenüber. Bei dünner Wehrkrone löst sich nämlich der Strahl an der stromaufwärts liegenden Kante von dieser ab, erhebt sich über die durch jene gelegte Wagrechte und trifft dieselbe erst wieder in einem Abstande von etwa $^2/_3\, h$. Hierbei ist vorausgesetzt, dafs der Raum unter dem Wasserstrahle mit der Luft in freier Verbindung steht. Wenn jedoch die Seitenwände über die Überfallkante stromabwärts hinausreichen, so kann freier Zutritt der Luft unter den Strahl nicht stattfinden und die Wassermenge wird dann erheblich gröfser als vorhin. Dabei ist auch die Dicke der Wehrkrone von Einflufs auf die Wassermenge und zwar nimmt die letztere ab, wenn die Wehrdicke unter Beibehaltung der scharfen Abflufskante und einer wagrechten Kronenfläche zunimmt. Durch Abrundung der Wehrkrone kann die Abflufsmenge bedeutend gesteigert werden und auch die Neigung der Vorderfläche des Wehrkörpers beeinflufst die Wassermenge.

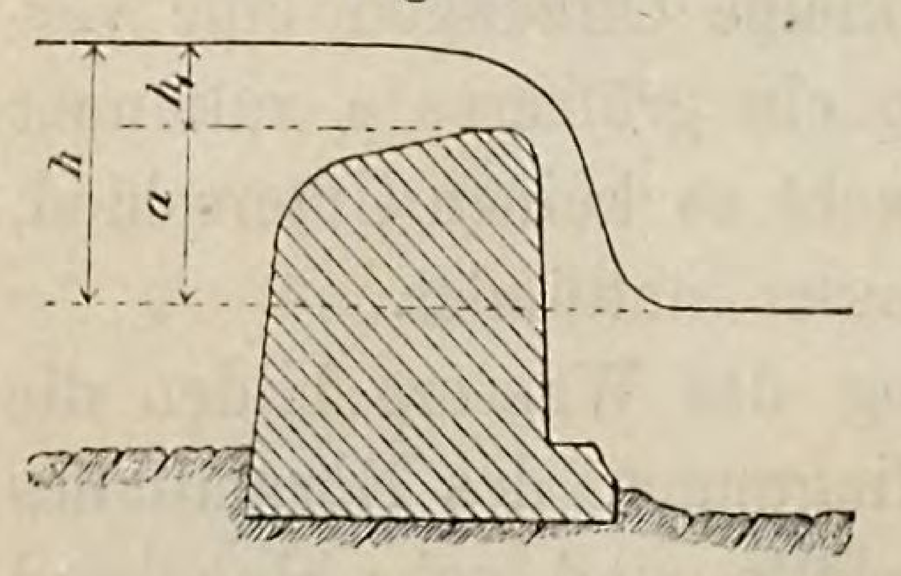
Von einer Aufzählung der vielen Formeln, welche für Sonderfälle aufgestellt worden sind, kann an dieser Stelle Abstand genommen werden; es genügt zu zeigen, von wie vielen Umständen die Wassermenge selbst bei den vollkommenen Überfällen abhängig ist. Wo es auf eine sehr genaue Bestimmung ankommt, da bleibt nichts anderes übrig, als den Überfall nach dem vorstehend erläuterten Normalfalle einzurichten, insbesondere ihn mit lotrechter Abschlufswand und dünner Überfallkante zu versehen. Bei den gewöhnlichen Wehrbauten mufs man sich mit einer geringeren Genauigkeit begnügen.

Stauhöhe bei Überfallwehren. Zur Berechnung der Wassermenge bei gegebener Breite b und der Überfallhöhe h_1 des Wassers über der Wehrkrone dient die allgemeine Formel

$$Q = \frac{2}{3}\mu . b \sqrt{2g}\left[(h_1 + k)^{3/2} - k^{3/2}\right], \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 5.$$

worin $k = \frac{v^2}{2g}$ die Geschwindigkeitshöhe des gestauten Wassers in einiger Entfernung oberhalb des Überfalls bedeutet. Das letzte Glied in der Klammer auf der rechten Seite kann als unbedeutend fortgelassen werden. Der Ausflufskoefficient μ ist von der Form des Wehrkörpers abhängig. Meist wird bei Überfallwehren die Krone gut abgerundet und die seitliche Einschnürung durch Leitwände aufgehoben sein. Alsdann ist μ durchschnittlich $= 0{,}83$ oder $\frac{2}{3}\mu = 0{,}55$ anzunehmen und man erhält die Formel (Fig. 4)

Fig. 4.



$$Q = 0{,}55\, b \sqrt{2g} . (h_1 + k)^{3/2} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 6.$$

Wenn dagegen das Wehr eine lotrechte Vorderfläche und eine ebene Krone mit scharfer Abflufskante hat, so ist μ erheblich geringer und man wird alsdann mit $\frac{2}{3}\mu = 0{,}45$ annähernd das Richtige treffen, sofern auch hier Leitwände vorhanden sind und die Breite b derjenigen des Zuflufskanals annähernd gleichkommt, oder wenigstens nicht sehr gering im Verhältnis zu der letzteren ist. Bei Überfällen von geringer Breite ohne Leitwände ist $\frac{2}{3}\mu$ nur $= 0{,}40$ anzunehmen.

Wenn es sich um die Anlage eines Wehres handelt, so wird meistens die Wassermenge Q gegeben und eine bestimmte Stauhöhe h des Oberwassers über dem Unterwasser vorgeschrieben sein. Alsdann geben die vorstehenden Formeln die notwendige Beziehung zwischen b und h_1 und es kann jede dieser Gröfsen berechnet werden, sobald die andere

gegeben ist. Die Berechnung bietet keine Schwierigkeiten, es ist jedoch zu beachten, dafs h_1 nicht gröfser als die ganze Stauhöhe h werden darf, weil sonst die Formel für Überfallwehre nicht mehr anwendbar sein würde.

Die Krone oder der Wehrrücken ragt um $a = h - h_1$ über den ungestauten Wasserspiegel empor und das Überfallwehr geht in ein Grundwehr über, wenn $h - h_1 = 0$ wird. Da nun die Verhältnisse meist so liegen, dafs die Formel 6 anwendbar ist und in derselben noch k als unbedeutend vernachlässigt werden kann, so ergiebt sich die Regel, dafs man bei gegebener Breite b und Stauhöhe h ein Überfallwehr erhält, wenn

$$Q < 0{,}55\, b\, h \sqrt{2gh},$$

und ein Grundwehr, wenn

$$Q > 0{,}55\, b\, h \sqrt{2gh}$$

ist, während bei

$$Q = 0{,}55\, b\, h \sqrt{2gh}$$

die Wehrkrone in der Höhe des ungestauten Wasserspiegels liegt, also $h - h_1 = 0$ ist.

Unter Anwendung der Formel 6 mit $k = 0$ erhält man für die Höhe der Wehrkrone über dem ungestauten Wasserspiegel die Formel

$$a = h - h_1 = h - \left[\frac{Q}{0{,}55\, b\, \sqrt{2g}}\right]^{2/3} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 7.$$

Beispiel. Ein Flufs, welcher bei Niedrigwasser 7,47 cbm Wasser abführt und 17 qm Querschnittsfläche bei 11,70 m Wasserspiegelbreite hat, soll durch ein festes Wehr von 14,6 m Breite angestaut werden. Es ist kein gröfserer Stau als 0,73 m gestattet; dicht oberhalb des Stauwerkes sollen 1,84 cbm Wasser seitwärts auf ein Wasserrad abgeleitet werden. Wie hoch ist die Wehrkrone anzulegen?

Auflösung. Es ist $Q = 7{,}47 - 1{,}84 = 5{,}63$ cbm, $b = 14{,}6$ m und $h = 0{,}73$ m gegeben. Q ist kleiner als $0{,}55\, b\, h \sqrt{2gh}$, daher ein Überfallwehr anzulegen. Nach Formel 7 ist

$$h_1 = \left[\frac{5{,}63}{0{,}55 \,.\, 14{,}6 \,.\, 4{,}43}\right]^{2/3} = 0{,}292 \text{ m}.$$

Die gesuchte Höhe des Wehrrückens über dem ungestauten Wasserspiegel ist daher

$$a = 0{,}73 - 0{,}292 = 0{,}438 \text{ m}.$$

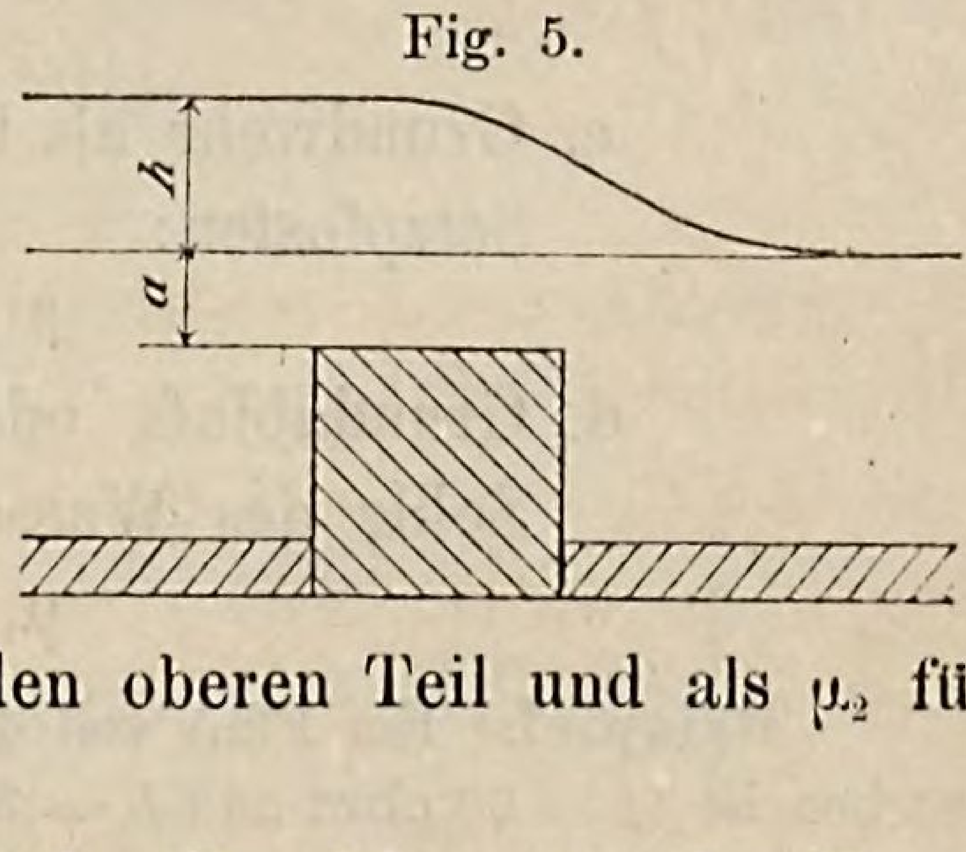
Soll das Wehr aber eine lotrechte Vorderfläche und eine scharfe Abflufskante erhalten, so ist

$$h_1 = \left[\frac{5{,}63}{0{,}45 \,.\, 14{,}6 \,.\, 4{,}43}\right]^{2/3} = 0{,}334 \text{ m}$$

$$a = 0{,}73 - 0{,}334 = 0{,}396 \text{ m}.$$

Stauhöhe bei Grundwehren. Bei Grundwehren liegt die Wehrkrone niedriger als das Unterwasser. Hierbei ist die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers in der Regel gröfser als bei Überfallwehren und daher bei der Berechnung zu berücksichtigen. Man hat die ganze Durchflufsöffnung der Grundwehre in zwei Teile so zu zerlegen, dafs der eine höher, der andere tiefer als das Unterwasser liegt. Man pflegt den oberen Teil als Überfallwehr, den unteren als Ausflufsöffnung unter Wasser zu berechnen, wobei die anzuwendenden Erfahrungswerte μ im allgemeinen nicht gleich grofs, sondern als μ_1 für den oberen Teil und als μ_2 für die Ausflufsöffnung unter Wasser zu unterscheiden sind.

Fig. 5.



Daher lautet die Formel für die Wassermenge nach den Bezeichnungen der Fig. 5

$$Q = \frac{2}{3}\, \mu_1\, b \sqrt{2g}\left[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right] + \mu_2\, b\, a \sqrt{2g\,(h+k)} \quad \ldots\ldots \quad 8.$$

oder

$$Q = b \sqrt{2g\,(h+k)} \,.\, \left[\frac{2}{3}\, \mu_1 h + \mu_2 \,.\, a + \frac{2}{3}\, \mu_1 k \left(1 - \sqrt{\frac{k}{h+k}}\right)\right] \quad \ldots \quad 8a.$$

Unter Vernachlässigung des dritten Gliedes in der eckigen Klammer auf der rechten Seite erhält man daraus:

$$Q = b\sqrt{2g(h+k)}\left[\frac{2}{3}\mu_1 . h + \mu_2 . a\right] \quad \ldots \ldots \quad 9.$$

und die Tiefe der Wehrkrone unter dem Unterwasserspiegel

$$a = \frac{Q}{\mu_2 b \sqrt{2g(h+k)}} - \frac{2}{3}\frac{\mu_1}{\mu_2} . h \quad \ldots \ldots \quad 10.$$

In den meisten Fällen genügen die vereinfachten Formeln 9 bezw. 10 und man wird die genauere Formel 8 nur dann anwenden, wenn bei erheblicher Geschwindigkeit des ankommenden Wassers die Stauhöhe h sehr gering ausfällt.

Die Erfahrungsgröfsen μ_1 und μ_2 lassen sich nur einschätzen, denn genaue Messungen an gröfseren Grundwehren sind nicht in ausreichender Anzahl und Vollständigkeit angestellt worden und die Ergebnisse der an kleinen Ausflufsöffnungen in dünnen Wänden gemachten Messungen lassen sich nicht ohne weiteres auf Stauwerke in Bächen und Flüssen übertragen. Man ist daher in Ermangelung sicherer Grundlagen hier noch mehr als bei den Überfallwehren auf die Schätzung angewiesen.

Es lassen sich nun folgende Fälle unterscheiden:

a. Das Durchflufsprofil ist in ganzer Flufsbreite über der Wehrkrone frei und letztere nach Art der Überfallwehre gut abgerundet:

Dann ist

$\mu_1 = 0{,}80$ bis $0{,}85$, im Mittel etwa $= 0{,}83$,

μ_2 etwa $= 0{,}67$.

Die Formeln 9 bezw. 10 lauten dann:

$$Q = b\sqrt{2g(h+k)}\,[0{,}55 . h + 0{,}67\, a] \quad \ldots \ldots \quad 11.$$

$$a = \frac{Q}{0{,}67\, b\sqrt{2g(h+k)}} - 0{,}82 . h \quad \ldots \ldots \quad 12.$$

b. Durchflufsprofil über der Wehrkrone wie vor, letztere nach Fig. 5 geformt; z. B. wenn das Grundwehr den Unterbau eines beweglichen Wehres bildet und die beweglichen Teile ganz aus dem Wasser entfernt worden sind:

$\mu_1 = 0{,}83$ und $\mu_2 = 0{,}62$,

mithin

$$Q = b\sqrt{2g(h+k)}\,[0{,}55 . h + 0{,}62\, a] \quad \ldots \ldots \quad 13.$$

$$a = \frac{Q}{0{,}62\, b\sqrt{2g(h+k)}} - 0{,}89 . h \quad \ldots \ldots \quad 14.$$

c. Grundwehr als Unterbau eines beweglichen Wehres mit Griesständern und Setzpfosten:

$\mu_1 = \mu_2 = 0{,}60$ bis $0{,}65$;

d. Grundablafs oder Schiffsdurchlafs mit freier Durchflufsöffnung bis zur Sohle des Wasserlaufs:

$\mu_1 = \mu_2 = 0{,}75$ bis $0{,}85$.

Beispiel. Ein Flufs soll durch ein festes Wehr um 0,80 m bei Mittelwasser angestaut werden; gegeben ist $Q = 60$ **cbm** und $b = 30$ **m**, ferner das Querprofil des gestauten Oberwassers = 90 **qm**. Wie hoch ist die Wehrkrone zu legen?

Auflösung. Es ist $0{,}55\, b\, h . \sqrt{2gh} = 0{,}55 . 30 . 0{,}80 \sqrt{19{,}62 . 0{,}80} < 60$ **cbm**, daher das Wehr ein Grundwehr.

Die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers ist $v = \frac{60}{90} = 0{,}67$ **m**, also $k = \frac{0{,}67^2}{2 . 9{,}81}$ = rund 0,023 m.

Nach Formel 12 erhält man

$$a = \frac{60}{0{,}67 \,.\, 30 \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 0{,}823}} - 0{,}82 \,.\, 0{,}80 = 0{,}088 \text{ m}$$

und nach Formel 14

$$a = \frac{60}{0{,}62 \,.\, 30 \sqrt{2 \,.\, 9{,}81 \,.\, 0{,}823}} - 0{,}89 \,.\, 0{,}80 = 0{,}092 \text{ m.}$$

Beide Formeln ergeben in diesem Falle nahezu den gleichen Wert, was offenbar mit der Kleinheit von a gegenüber h zusammenhängt und darauf beruht, dafs die Formeln dasselbe μ' haben und sich nur durch die Werte von μ'' unterscheiden.

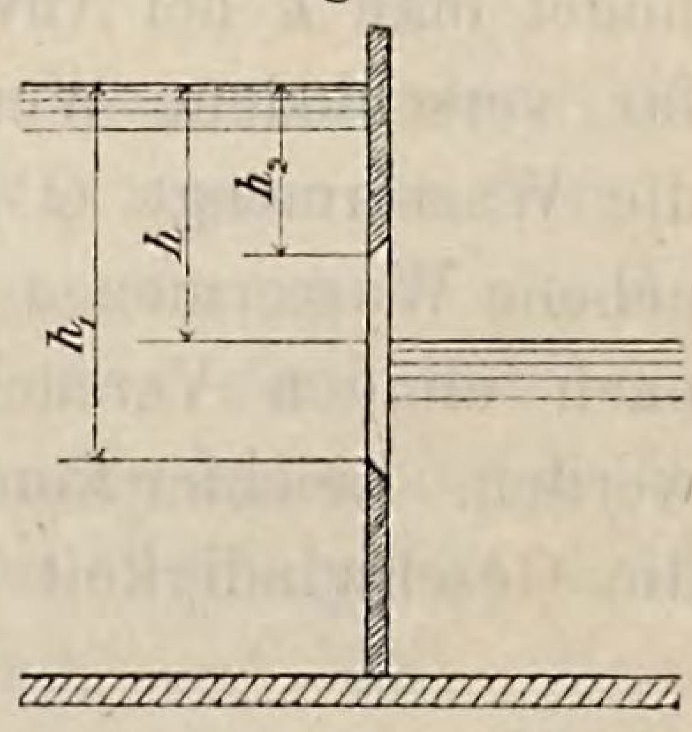
Wenn man in Formel 10 $\mu' = 0{,}80$ und $\mu'' = 0{,}65$ setzt, so erhält man $a = 0{,}11$ m und wenn in Formel 12 die Geschwindigkeitshöhe k des ankommenden Wassers vernachlässigt wird, so ergiebt sich $a = 0{,}098$ m.

Hiernach hat man die Wehrkrone etwa 0,09 m unter Mittelwasser zu legen.

Der Unsicherheit in der Annahme von μ gegenüber ist es nützlich, die Berechnungen probeweise für die mutmafslichen oberen und unteren Grenzwerte der Erfahrungsgröfsen anzustellen, wie solches in dem vorstehenden Beispiele geschehen ist; man gewinnt dadurch ein Urteil über die Zuverlässigkeit der Rechnungsergebnisse und über die Gröfse der möglicherweise vorkommenden Abweichungen.

Stauhöhe bei Schützenwehren. Die Durchflufsöffnungen können bei den Schützenwehren entweder ganz über dem Unterwasser oder ganz unter demselben oder drittens mit der Unterkante unter und mit der Oberkante über dem Unterwasser liegen. Ferner kann das Wasser so, wie bei den Überfällen oder wie bei den Grundwehren durchfliefsen, wenn es nämlich entweder die Oberkante der Schütztafeln überströmt oder wenn letztere ganz aus dem Wasser entfernt sind. Die Berechnung der durchfliefsenden Wassermengen bietet in allen diesen Fällen keine Schwierigkeiten und ist in dem Vorangegangenen bereits ausführlich erörtert worden. Es wird deshalb genügen, wenn hier nur noch die Formel für den Durchflufs durch eine zum Teil unter, zum Teil über dem Unterwasser liegende Schützöffnung angegeben wird. Nach den Bezeichnungen der Fig. 6 ist für den unteren Teil der Öffnung

Fig. 6.



$$Q_1 = \mu\, b\, (h_1 - h) \sqrt{2\, g\, h}$$

und für den oberen Teil

$$Q_2 = \frac{2}{3}\, \mu\, b \sqrt{2\, g}\, (h^{3/2} - h_2^{3/2}).$$

Die ganze Durchflufsmenge ist daher

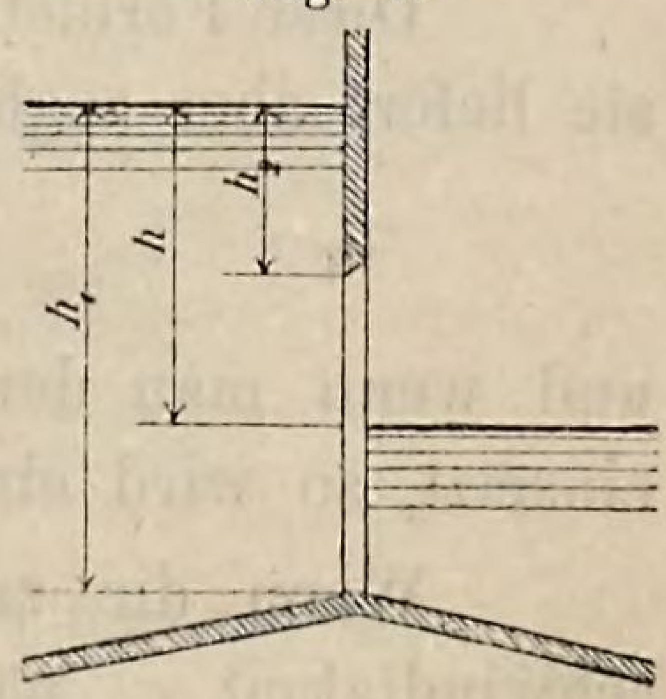
$$Q = \mu\, b \sqrt{2\, g} \left[(h_1 - h) \sqrt{h} + \frac{2}{3} (h^{3/2} - h_2^{3/2})\right] \quad \ldots\ldots\ldots \quad 15.$$

Sofern $h_2 \geqq \frac{h}{2}$ ist, kann man dafür die einfachere Formel

$$Q = \mu\, b \sqrt{2\, g} \left[(h_1 - h) \sqrt{h} + (h - h_2) \,.\, \sqrt{\frac{h + h_2}{2}}\right] \quad \ldots\ldots \quad 16.$$

anwenden, welche aus der vorigen in gleicher Weise wie Formel 3 aus Formel 2 erhalten wird.

Fig. 7.



Die Gröfse μ ist bei den Öffnungen nach Art der Fig. 6 (Schützenöffnungen in Schleusenthoren) = 0,62 und bei Öffnungen in Grundablässen oder Freiarchen, wenn sich nach Fig. 7 die Unterkante ohne Vorsprung an die Sohle bezw. den Vorboden anschliefst, = 0,65 bis 0,70 anzunehmen.

Auf eine genaue Berechnung kommt es übrigens bei den Schützenwehren weniger an als bei den festen Wehren, weil man

bei jenen die Durchflufsöffnung vergröfsern oder verkleinern und dadurch die Stauhöhe willkürlich verändern kann. Selbstverständlich mufs das völlig geöffnete Wehr, welches dann als ein Grundwehr anzusehen ist, die gröfste Hochwassermenge ohne Überschreitung der zulässigen Stauhöhe abzuführen im stande sein.

Stauhöhe bei Verengung des Durchflufsprofils durch völlig geöffnete bewegliche Wehre oder durch Brückenpfeiler. Es bleibt noch die Stauwirkung zu erörtern, welche bei beweglichen Wehren, auch bei solchen, welche ganz auf die Sohle des Flufsbettes niedergelegt werden können, sowie bei Brückenbauten dadurch entsteht, dafs bei diesen Bauwerken das Durchflufsprofil gewöhnlich etwas kleiner als in der freien Flufsstrecke ist. Die Verengung wächst in solchen Fällen mit dem Wasserstande und ist am gröfsten bei Hochwasser, weshalb die Untersuchung nur für diesen Fall geführt zu werden braucht.

Die Formel 8 zur Berechnung der Wassermengen bei Grundwehren kann benutzt werden, wenn es sich darum handelt, bei gegebener Wassermenge Q diejenige Lichtweite b zu finden, welche vorhanden sein mufs, damit eine festgesetzte Stauhöhe h nicht überschritten wird. Die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers ist dann

$$v = \frac{Q}{F + Bh},$$

wenn F die Durchschnittsfläche und B die Wasserspiegelbreite des ungestauten Wasserlaufes bedeutet, und daher

$$k = \frac{v^2}{2g} = \frac{1}{2g}\left(\frac{Q}{F + Bh}\right)^2 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 17.$$

Somit ist b eine Unbekannte ersten Grades in Formel 8 und kann direkt berechnet werden. Schwieriger ist die Lösung, wenn b gegeben ist und h gesucht wird, da alsdann auch k gemäfs Formel 17 eine von h abhängige Gröfse ist. In diesem Falle findet man h bei Anwendung der Formel 8 am einfachsten durch Probieren, indem man für verschiedene Werte von h unter jedesmaliger Bestimmung von k nach Formel 17 die Wassermenge Q berechnet. Je nachdem dieses Q kleiner oder gröfser als die gegebene Wassermenge ausfällt, ist die Stauhöhe h gröfser oder kleiner einzuschätzen und nach einigen Versuchsrechnungen kann das richtige h durch Einschaltung gefunden werden. Leichter kommt man jedoch auf einem anderen Wege ans Ziel. Es ist nämlich die Geschwindigkeit beim Eintritt in die Profilverengung

$$v_1 = \frac{Q}{\mu\, b\, (a + h)} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 18.$$

und zwischen v_1 und h gilt die Beziehung

$$v_1^2 = 2g\,(h + k) = 2g\,h + v^2 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 19.$$

Daraus folgt

$$h = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{Q}{\mu\, b\, (a + h)}\right)^2 - \left(\frac{Q}{F + Bh}\right)^2\right] \quad \ldots \ldots \quad 20.$$

Diese Formel ist freilich zur unmittelbaren Berechnung von h auch nicht geeignet, sie liefert aber sogleich einen brauchbaren Näherungswert, nämlich

$$h_1 = \frac{1}{2g}\left[\left(\frac{Q}{\mu\, b\, a}\right)^2 - \left(\frac{Q}{F}\right)^2\right], \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 21.$$

und wenn man denselben in die Klammer auf der rechten Seite der Formel 20 für h einsetzt, so wird eine für alle praktischen Zwecke genügende Genauigkeit erreicht.

Wenn die zulässige Stauhöhe h gegeben ist, so findet man zunächst die Geschwindigkeit v_1, nämlich

$$v_1 = \sqrt{2gh + v^2} = \sqrt{2gh + \left(\frac{Q}{F + Bh}\right)^2} \quad \ldots\ldots \quad 22.$$

und dann nach Formel 18 die Lichtweite

$$b = \frac{Q}{\mu\,(a+h)\,.\,v_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 23.$$

Soll die Lichtweite b so bestimmt werden, dafs eine gegebene Geschwindigkeit v_1 nicht überschritten wird, so ist zunächst h zu berechnen und zwar nach der Formel

$$h = \frac{v_1^2 - \left(\frac{Q}{F}\right)^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 24.$$

Sodann ist die vorige Formel anzuwenden.

Für die richtige Bemessung der Lichtweiten und für die Beurteilung der Stauwirkungen bei Wehr- und Brückenbauten ist die Kenntnis der abzuführenden Hochwassermenge unbedingt erforderlich. Formeln, in denen die Hochwassermenge Q nicht vorkommt, sind nur mit grofser Vorsicht zu benutzen, weil durch ihre unrichtige Anwendung grofse Fehler entstehen können. An und für sich ist es zwar zulässig, das Produkt aus Wasserspiegelbreite B und mittlerer Profiltiefe t_m an Stelle der Profilfläche F in die Formeln einzuführen; wenn aber der Wasserspiegel um y steigt, ist die vergröfserte Profilfläche $F + By$ nicht immer gleich $B\,(t_m + y)$, sondern nur in dem besonderen Falle, wo der Wasserlauf lotrechte Seitenwände hat. Es stimmt ferner die mittlere Profiltiefe t_m des freien Hochwasserprofils nicht immer, sondern nur in besonderen Fällen mit der mittleren Tiefe a der Brückenöffnungen überein und ebenso verhält es sich mit den betreffenden mittleren Geschwindigkeiten. Nun ist die Wassermenge in solchen Formeln, welche Q nicht unmittelbar enthalten, doch mittelbar, nämlich als Produkt aus Profilfläche und Geschwindigkeit oder aus Breite, Tiefe und Geschwindigkeit ausgedrückt und man hat deshalb genau zu prüfen, für welche besonderen Fälle sie anwendbar sind.

Hinsichtlich des Erfahrungswertes μ ist man auf Schätzung angewiesen. Derselbe läfst sich weder theoretisch, noch auf Grund von Beobachtungen sicher bestimmen. Dafs es auch an letzteren fehlt, ist erklärlich, wenn man erwägt, wie schwierig die genaue Messung der Geschwindigkeiten in den einzelnen Profilteilen und die Feststellung der abgeführten Wassermenge bei Hochwasser ist. Aus diesem Grunde hat andererseits die genaue Kenntnis des eigentlichen Wertes von μ keine grofse Wichtigkeit, da Q mindestens ebenso unsicher ist. Im allgemeinen liegt μ zwischen 0,80 und 0,95. Wenn bei Brücken und beweglichen Wehren kein Vorsprung in der Sohle vorkommt und die Zwischenpfeiler zugeschärft sind, kann $\mu = 0{,}90$ bis $0{,}95$ gesetzt werden.

1. Beispiel. Es sei für einen Wasserlauf durch Messung bei Hochwasser gefunden $F = 400$ qm, $B = 80$ m und $Q = 600$ cbm. Ein daselbst zu erbauendes Nadelwehr erhält $b = 60$ m Weite und $a = 5{,}0$ m Tiefe des Unterbaues unter dem ungestauten Hochwasserspiegel. Wie grofs ist die Stauhöhe h und die Geschwindigkeit v_1 bei niedergelegtem Wehr?

Auflösung. Für $\mu = 0{,}90$ liefert die Formel 21

$$h_1 = \frac{1}{2\,.\,9{,}81}\left[\left(\frac{600}{0{,}90\,.\,60\,.\,5{,}0}\right)^2 - \left(\frac{600}{400}\right)^2\right] = 0{,}137 \text{ m}$$

und der genauere Wert ist sodann nach Formel 20

$$h = \frac{1}{19{,}62}\left[\left(\frac{600}{0{,}90\,.\,60\,.\,5{,}137}\right)^2 - \left(\frac{600}{400 + 80\,.\,0{,}137}\right)^2\right] = 0{,}130 \text{ m.}$$

Nunmehr findet man nach Formel 18

$$v_1 = \frac{600}{0{,}90\,.\,60\,(5{,}0 + 0{,}130)} = 2{,}166 \text{ m.}$$

Zur Probe möge die durchfliefsende Wassermenge nach Formel 8 unter Einsetzung von $h = 0{,}130$ berechnet werden. Man findet zunächst nach Formel 17

$$k = \frac{1}{2 \cdot 9{,}81}\left(\frac{600}{400 + 80 \cdot 0{,}130}\right)^2 = 0{,}109 \text{ m}$$

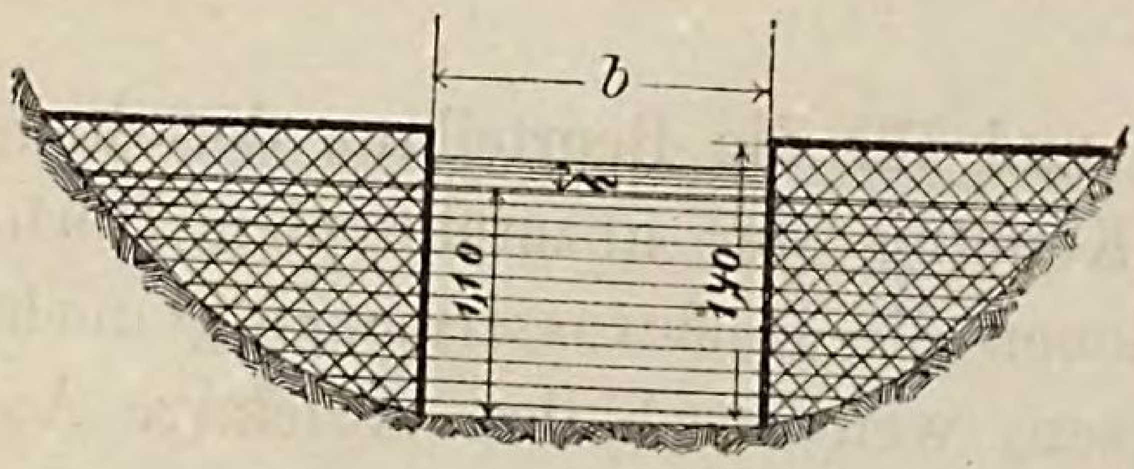
und sodann

$$Q = 0{,}90 \cdot 60 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot \left[\frac{2}{3}\left((0{,}130 + 0{,}109)^{3/2} - 0{,}109^{3/2}\right) + 5{,}0 \cdot \sqrt{0{,}239}\right]$$

= rund 598 **cbm**, was mit der Messung (Q = 600 **cbm**) hinreichend genau übereinstimmt.

2. Beispiel. Eine Flufsstrecke hat bei Niedrigwasser F = 120 **qm**, B = 150 **m** und Q = 90 **cbm**. Der Oberwasserspiegel soll in einem Querprofil durch seitliche Einbauten (Buhnen), deren Krone 0,30 **m** über NW. liegt, um 0,15 **m** angestaut werden; die Wassertiefe a in dem frei bleibenden mittleren Teile des Flufsbettes beträgt 1,10 **m**, wie grofs ist die Breite b des letzteren zu wählen?

Fig. 8.



Auflösung. Nach Formel 22 ist

$$v_1 = \sqrt{19{,}62 \cdot 0{,}15 + \left(\frac{90}{120 + 150 \cdot 0{,}15}\right)^2} = 1{,}828 \text{ m}$$

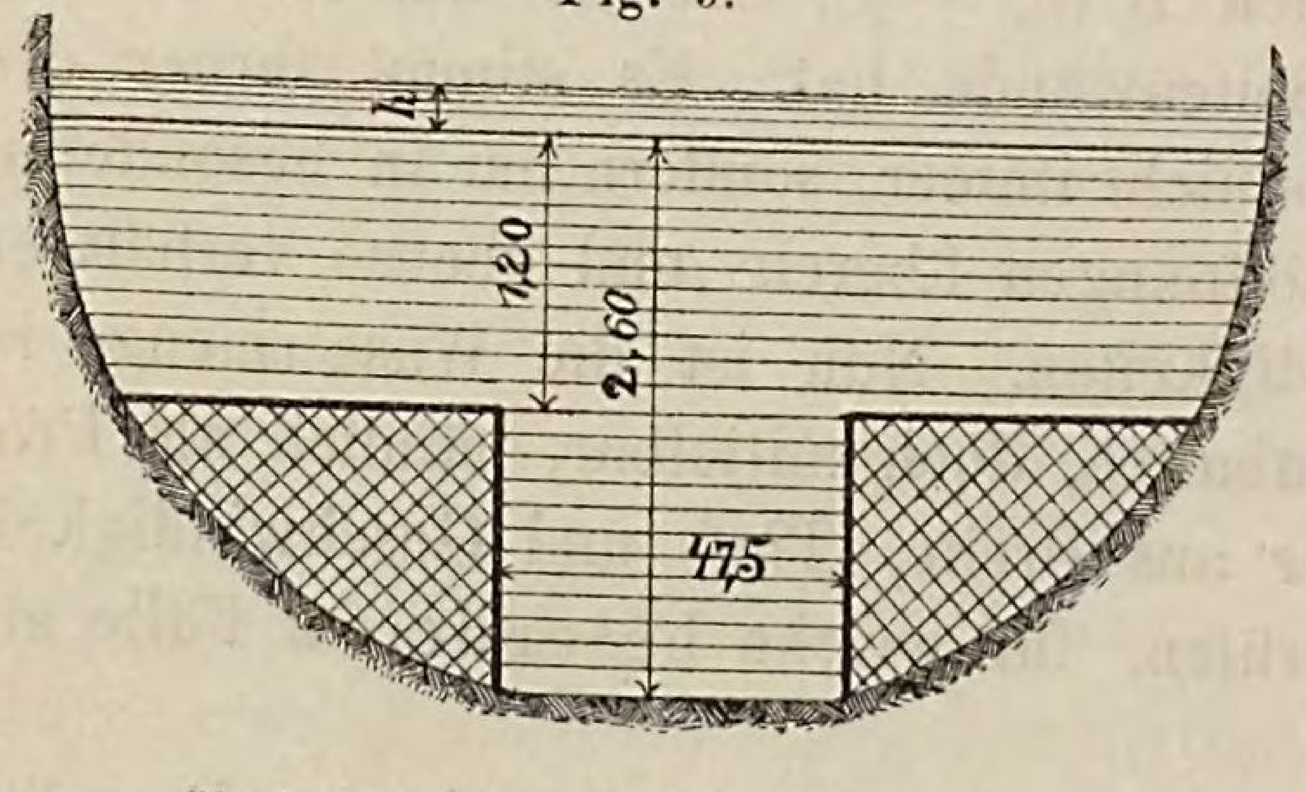
und nach Formel 23, wenn $\mu = 0{,}83$ gewählt wird,

$$b = \frac{90}{0{,}83\,(1{,}10 + 0{,}15) \cdot 1{,}828} = 47{,}5 \text{ m}.$$

Die lichte Weite zwischen den Einbauten mufs daher 47,5 **m** betragen.

3. Beispiel. Wie grofs wird in dem vorigen Falle die Stauhöhe bei einem um 1,50 **m** höheren Stande des Unterwassers, wenn alsdann F = 370 **qm**, B = 180 **m** und Q = 540 **cbm** ist?

Fig. 9.



Auflösung. Hier bildet der 47,5 **m** breite mittlere Teil einen Grundablafs, während zugleich die beiden Einbauten überströmt werden und ein Grundwehr von der mittleren Breite $b = \frac{150 + 180}{2} - 47{,}5$ = 117,5 **m** bilden; die Tiefe a des Wehrrückens bezw. der Sohle unter dem Unterwasserspiegel beträgt bei dem Grundwehr 1,50 — 0,30 = 1,20 **m** und bei dem Grundablafs 1,10 + 1,50 = 2,60 **m**. Einen Näherungswert für die Stauhöhe erhält man durch Formel 21, in welcher $b \cdot a = 117{,}5 \cdot 1{,}20 + 47{,}5 \cdot 2{,}60 = 264{,}5$ **qm** und μ etwa = 0,80 zu setzen ist.

Es ist daher näherungsweise

$$h = \frac{1}{19{,}62}\left[\left(\frac{540}{0{,}80 \cdot 264{,}5}\right)^2 - \left(\frac{540}{370}\right)^2\right] = 0{,}224 \text{ m}$$

und sodann nach Formel 17

$$k = \frac{1}{19{,}62}\left(\frac{540}{370 + 180 \cdot 0{,}224}\right)^2 = 0{,}088 \text{ m}.$$

Nun ist die Formel 8 anzuwenden und darin $\frac{2}{3}\mu_1 = 0{,}55$, ferner μ_2 für das Grundwehr = 0,62 und für den Grundablafs = 0,80 zu setzen. Für $h = 0{,}224$ und $k = 0{,}088$ erhält man

$$Q = 0{,}55 \cdot 180\sqrt{2 \cdot 9{,}81}\,(0{,}312^{3/2} - 0{,}088^{3/2}) + (0{,}62 \cdot 117{,}5 \cdot 1{,}20 + 0{,}80 \cdot 47{,}5 \cdot 2{,}60)\sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}312}$$

$$= 65{,}0 + 461 = \text{rund } 526 \text{ cbm}.$$

Da die Wassermenge etwas zu klein ausgefallen ist, so ist h etwas gröfser zu nehmen. Für $h = 0{,}235$ ist

$$Q = 0{,}55 \cdot 180\sqrt{19{,}62}\,(0{,}323^{3/2} - 0{,}088^{3/2}) + 186{,}3 \cdot \sqrt{19{,}62 \cdot 0{,}323} = 69{,}0 + 469 = 538 \text{ cbm}.$$

Diese Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung genügt, es beträgt daher die gesuchte Stauhöhe h = 0,235 **m**.

4. Beispiel. Eine durch lotrechte Ufermauern begrenzte Flufsstrecke soll überbrückt werden. Die Hochwassermenge ist = 400 **cbm**, die Wasserspiegelbreite B = 50 **m** und die gleichmäfsige Wassertiefe a = 3,50 **m**, also F = 175 **qm**. Wie grofs ist die lichte Durchflufsweite b zu wählen, wenn die mittlere Geschwindigkeit v_1 nicht gröfser als 3,20 **m** werden soll und $\mu = 0{,}90$ ist?

Auflösung. Es ist annähernd

$$h = \frac{v_1^2 - \left(\frac{Q}{F}\right)^2}{2g} = \frac{3{,}20^2 - \left(\frac{400}{175}\right)^2}{19{,}62} = 0{,}256 \text{ m},$$

genauer: $$h = \frac{3{,}20^2 - \left(\frac{400}{50\,(3{,}50 + 0{,}256)}\right)^2}{19{,}62} = 0{,}291 \text{ m}.$$

Sodann liefert Formel 23

$$b = \frac{400}{0{,}90\,(3{,}50 + 0{,}291)\,.\,3{,}2} = \text{rund } 36{,}7 \text{ m}.$$

Die Lichtweite mufs daher 36,7 m betragen.

Litteratur.

Eytelwein. Handbuch der Hydraulik.

Poncelet u. Lesbros. Expériences hydrauliques sur les lois de l'écoulement de l'eau.

Weisbach. Ingenieur-Mechanik. 5. Aufl., Bd. I., S. 992.

Frese. Versuche über den Abflufs des Wassers bei vollkommenen Überfällen. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890.

§ 4. Ungleichförmige Bewegung des Wassers. Staukurven. Durch die Erhebung des Wasserspiegels oberhalb eines Stauwerkes wird das Durchflufsprofil der oberen Flufsstrecke vergröfsert. Bei wachsender Profilgröfse wird aber, sofern die abzuführende Wassermenge unverändert bleibt, die mittlere Profilgeschwindigkeit und das Gefälle des Wasserspiegels immer kleiner. Daraus folgt, dafs das letztere in der gestauten Flufsstrecke kleiner als in der ungestauten ist, und dafs es sich mit der Stauhöhe stetig ändert. Dicht oberhalb des Stauwerkes ist das Gefälle am kleinsten; von hier ab in der Richtung nach oberhalb nähert sich der gestaute Wasserspiegel immer mehr dem ungestauten, die Stauhöhe nimmt ab und die mittlere Profilgeschwindigkeit wird allmählich gröfser, bis schliefslich der gestaute Wasserspiegel dem ungestauten so nahe kommt, dafs der Unterschied nicht mehr bemerkbar ist. Innerhalb der Stauweite ist die Bewegung des Wassers ungleichförmig und die Berechnung der Stauweite und Staukurve kann nur auf Grund der Theorie der ungleichförmigen Bewegung des Wassers in offenen Wasserläufen durchgeführt werden.

Die ungleichförmige Bewegung kommt übrigens nicht nur bei Stauanlagen, sondern überall da vor, wo die mittlere Geschwindigkeit in den aufeinanderfolgenden Profilen eines Wasserlaufes sich ändert. Wenn hierbei durch sämtliche Profile eine gleich grofse Wassermenge fliefst und diese auch der Zeit nach unverändert bleibt, so nennt man die Bewegung permanent oder dauernd ungleichförmig. Aufserdem giebt es noch eine allgemeinere Art der ungleichförmigen Bewegung, indem die Wassermenge sowohl von Profil zu Profil als in jedem einzelnen Profil mit der Zeit stetig zu- oder abnehmen kann. Diese Art der Bewegung kommt regelmäfsig im Ebbe- und Flutgebiet der Ströme vor, ferner bei den Anschwellungen aller Wasserläufe und bei dem künstlichen Anfüllen oder Ablassen einer Flufsstrecke durch das Aufrichten bezw. Öffnen beweglicher Wehre.

Die nachstehenden Untersuchungen sollen jedoch auf die dauernd ungleichförmige Bewegung beschränkt werden.

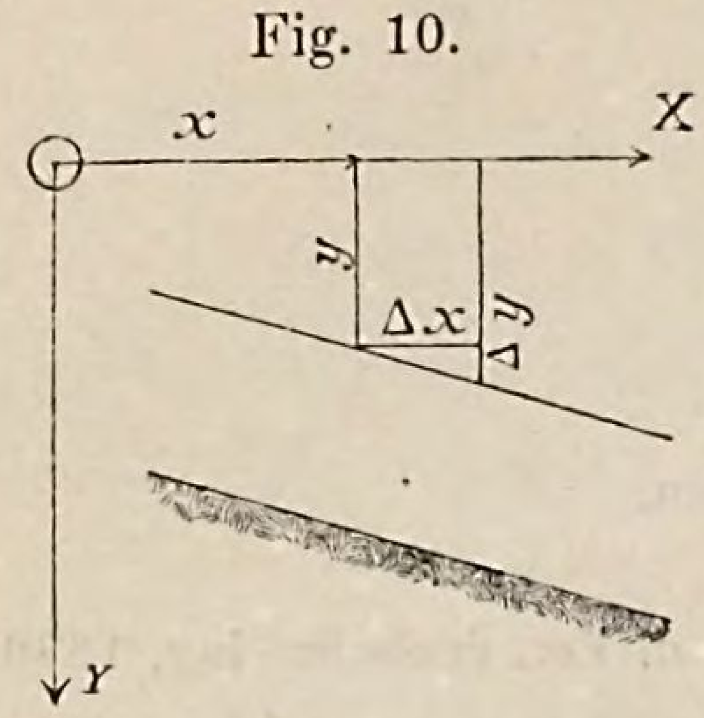
1. Theorie der ungleichförmigen Bewegung.

Es sei (Fig. 10, S. 230):

F = Querschnittsfläche,
p = benetzter Umfang,
v = mittlere Profilgeschwindigkeit,
α = Neigungswinkel der Wasserspiegeloberfläche gegen die Wagrechte,
γ = Gewicht der Raumeinheit (1 cbm) Wasser,
g = Erdbeschleunigung,
c = Erfahrungswert als Koefficient in der Grundform der Geschwindigkeitsformeln (vergl. Kap. II, „Binnengewässer", § 28).

Die Längen des Wasserlaufes sollen mit x, die Höhen des Wasserspiegels unter der wagrechten X-Axe mit y bezeichnet werden.

Fig. 10.



Wenn alle Wasserteilchen einer durch zwei nahe Profilebenen begrenzten Wasserscheibe von der Dicke s sich mit gleicher Geschwindigkeit v bewegen, so wirkt auf eine solche Scheibe, deren Masse $m = \frac{\gamma}{g} F.s$ ist, die beschleunigende Kraft $K = \gamma . F . s . \sin\alpha$ und es ist die der Bewegung entgegenwirkende verzögernde Kraft

$$W = \gamma . p . s \left(\frac{v}{c}\right)^2.$$

Während die Wasserscheibe sich um dx fortbewegt, erlangt sie die Beschleunigung $v\frac{dv}{dx}$ und es ist

$$v\frac{dv}{dx} = \frac{K - W}{m} = g\left(\sin\alpha - \frac{pv^2}{F.c^2}\right) \quad \text{. 25.}$$

Da der Neigungswinkel α des Wasserspiegels gegen die Wagrechte stets sehr klein ist, so kann $\sin\alpha = \alpha$ gesetzt werden. Dann erhält man

$$\alpha = \frac{v}{g} . \frac{dv}{dx} + \frac{p}{F}\left(\frac{v}{c}\right)^2 \quad \text{. 26.}$$

Es ist aber $\alpha = \frac{dy}{dx}$ und $v = \frac{Q}{F}$.

Die Gleichung verwandelt sich nun in

$$dy = \frac{v}{g}\,dv + \left(\frac{v}{c}\right)^2 . \frac{p}{F} . dx$$

oder

$$dy = -\frac{Q^2}{g}\frac{dF}{F^3} + \left(\frac{Q}{c}\right)^2 . \frac{p}{F^3} . dx \quad \text{. 27.}$$

Durch Integration erhält man

$$y - y_0 = \frac{v^2 - v_0^2}{2g} + \int_{x_0}^{x} \frac{p . v^2}{F . c^2}\,dx$$

$$= \frac{Q^2}{2g}\left[\left(\frac{1}{F}\right)^2 - \left(\frac{1}{F_0}\right)^2\right] + Q^2 \int_{x_0}^{x} \frac{p . dx}{c^2 . F^3} \quad \text{. 28.}$$

Für das Integral auf der rechten Seite vorstehender Gleichung läfst sich ein brauchbarer Näherungswert finden, wenn man die ganze Flufsstrecke derartig in Teile zerlegt, dafs die Profilgröfsen F und p in jeder Teilstrecke sich nur wenig ändern, sodafs dafür Mittelwerte eingeführt werden können. Dann gelten auch für $v = \frac{Q}{F}$ und für c entsprechende Mittelwerte. Den letzten Wert kann man, sofern nicht sehr grofse Verschiedenheiten in dem Verhältnisse $\frac{F}{p}$ vorkommen, sogar für die ganze Strecke als unveränderlich ansehen, da er in dem gedachten Falle zwischen ziemlich engen Grenzen bleibt und seine Wahl ohnehin nur auf Schätzung beruht.

Die Gleichungen 28 gehen dadurch über in

$$y - y_0 = \frac{v^2 - v_0^2}{2g} + \left(\frac{Q}{c}\right)^2 . \Sigma \frac{p . \Delta x}{F^3}$$

$$= \frac{Q^2}{2g}\left[\left(\frac{1}{F}\right)^2 - \left(\frac{1}{F_0}\right)^2\right] + \left(\frac{Q}{c}\right)^2 . \Sigma \frac{p . \Delta x}{F^3} \quad \text{. . . . 29.}$$

Bei der Anwendung der Gleichungen 28 und 29, welche in vielen Lehrbüchern als Grundgleichungen der ungleichförmigen Bewegung bezeichnet werden, ist indessen Vorsicht geboten. Man mufs insbesondere einen Umstand sorgfältig berücksichtigen,

dessen Nichtbeachtung die Rechnung unrichtig machen kann; derselbe hat häufig zu so grofsen Unterschieden zwischen Berechnung und Beobachtung geführt, dafs die Theorie der ungleichförmigen Bewegung unbrauchbar erscheinen mufste.

Die obigen Gleichungen sind nämlich auf längere Flufsstrecken nur dann ohne weiteres anwendbar, wenn die Profilgröfsen F sich von dem oberen bis zu dem unteren Ende nur in gleichem Sinne ändern, d. i. entweder immer gröfser oder immer kleiner werden. Denn die Formeln 28 und 29 enthalten auf der rechten Seite aufser den regelmäfsigen Bewegungswiderständen, deren Ausdruck das zweite Glied ist, nur den Unterschied der Geschwindigkeitshöhen der beiden Endpunkte. Dies würde auch, da plötzliche Querschnittswechsel hier nicht vorausgesetzt werden, ganz zutreffend sein, wenn die Verhältnisse bei offenen Wasserläufen so liegen würden, wie bei geschlossenen Leitungen, wo die lebendige Kraft, welche zur Erzeugung der gröfseren Geschwindigkeit enger Profilstrecken notwendig ist, bei dem allmählichen Übergange in weitere Strecken wieder in Arbeit zur Überwindung der Bewegungswiderstände umgewandelt wird. In offenen Wasserläufen wird jedoch bei der Geschwindigkeits**verminderung** der Überschufs der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers nicht in gleicher Weise nützlich, d. i. zur Beförderung des Abflusses, verwertet, sondern durch unregelmäfsige Bewegungen der Wasserteilchen, durch Wirbel und dergl. ganz oder doch zum gröfsten Teil aufgezehrt. Man kann dies sehr deutlich unterhalb der Stromschnellen wahrnehmen und der geübte Beobachter wird auch bei weniger schroffem Profilwechsel erkennen, dafs da, wo das Profil sich vergröfsert, die Strömung des Wassers unregelmäfsig wird.[1]) Daraus rechtfertigt sich die Regel, dafs man bei der ungleichförmig verzögerten Bewegung des Wassers sowie überhaupt bei jeder Geschwindigkeits**verminderung** die lebendige Kraft des ankommenden Wassers unberücksichtigt zu lassen hat. Zugleich ergiebt sich die richtige Art der Anwendung obiger Bewegungsgleichungen. Man hat nämlich in den Formeln 28 und 29 das erste Glied auf der rechten Seite durch die Summe aller Geschwindigkeitshöhen für den Übergang aus einer kleineren in eine gröfsere Geschwindigkeit zu ersetzen, während alle Geschwindigkeitsverminderungen unberücksichtigt zu lassen sind.

Die für die Anwendung besser geeignete Gleichung lautet daher

$$y - y_0 = \Sigma \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \left(\frac{Q}{c}\right)^2 . \Sigma \frac{p . \Delta x}{F^3}, \quad \ldots \ldots \quad 30.$$

wobei unter dem ersten Summenzeichen auf der rechten Seite nur die positiven Glieder zu vereinigen sind.

Um das Niederschreiben sehr kleiner Brüche zu vermeiden, kann man der Gleichung 30 die folgende Form geben:

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 . (y - y_0) = \frac{1}{19{,}62} \Sigma \left[\left(\frac{100}{F_2}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_1}\right)^2\right] + \left(\frac{100}{c}\right)^2 . \Sigma \frac{p . \Delta x}{F^3} \quad \ldots \quad 31.$$

Ein Beispiel wird die Anwendung am besten erläutern und zugleich den Einflufs der einzelnen Glieder auf das Rechnungsergebnis erkennen lassen.

Beispiel. Eine Flufsstrecke von 200 m Länge sei in 4 Teilstrecken von $\Delta x = 60$, 40, 40 und 60 m Länge zerlegt, welche der Reihe nach ein Durchschnittsprofil $F = 74$, 62, 45 und 68 qm und einen benetzten Umfang $p = 90$, 73, 50 und 75 m haben. Der Fall des Wasserspiegels vom oberen bis zum unteren Ende der Strecke sei $= 0{,}140$ m. Wie grofs ist die Wassermenge Q?

Auflösung. Da der sogenannte Profilradius $R = \frac{F}{p}$ zwischen 0,80 und 0,90 m liegt, so kann $c = 41$ als Mittelwert angenommen werden; die verschiedenen Geschwindigkeitsformeln geben c etwa zwischen 38 und 44. Die einzelnen Ausrechnungen sind nachstehend zusammengestellt.

[1]) Vergl. Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst. Zweiter Teil, Abschn. IX, S. 315 der 2. Aufl.

Teil-strecke No.	Δx m	F qm	p m	$\frac{p \cdot \Delta x}{F^3}$	$\left(\frac{100}{F}\right)^2$
1	60	74	90	0,0133	1,82
2	40	62	73	0,0122	2,60
3	40	45	50	0,0219	4,94
4	60	68	75	0,0143	2,16
		$\Sigma \frac{p \cdot \Delta x}{F^3} =$		0,0617	

Die Profilgröfse nimmt von Teilstrecke 1 bis Teilstrecke 3 ab. Es ist also

$$\Sigma\left[\left(\frac{100}{F_2}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_1}\right)^2\right] = 2,60 - 1,82 + 4,94 - 2,60,$$

wofür man auch direkt 4,94 — 1,82 = 3,12 hätte schreiben können. Nach Gleichung 31 ist daher

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 . 0,140 = \frac{3,12}{19,62} + \left(\frac{100}{41}\right)^2 . 0,0617 = 0,159 + 0,367,$$

woraus man erhält

$$Q = 100 \sqrt{\frac{0,140}{0,159 + 0,367}} = 51,5 \text{ cbm}.$$

Bei solchen Aufgaben ist es wegen der Unsicherheit der einzusetzenden Erfahrungsgröfse c stets nützlich, die Rechnung probeweise noch für die wahrscheinlichen oberen und unteren Grenzwerte derselben durchzuführen. Setzt man demgemäfs in dem obigen Beispiele c zuerst = 38, dann = 44, so erhält man für das letzte Glied der Gleichung 31 die Werte

$$\left(\frac{100}{38}\right)^2 . 0,0617 = 0,426 \text{ bezw. } \left(\frac{100}{44}\right)^2 . 0,0617 = 0,318,$$

alsdann Q = 49,0 bezw. = 54,1 cbm.

Erheblich gröfser aber ist der Unterschied bei Anwendung der Gleichung 29, d. i. unter Anrechnung der sämtlichen, auch der negativen Glieder von der Form $\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$. In diesem Falle ist nämlich in dem obigen Beispiele

$$v^2 - v_0^2 = \left(\frac{Q}{100}\right)^2 \left[\left(\frac{100}{68}\right)^2 - \left(\frac{100}{74}\right)^2\right] = \left(\frac{Q}{100}\right)^2 [2,16 - 1,82],$$

und man erhält für c = 41 die Gleichung

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 . 0,140 = \frac{2,16 - 1,82}{19,62} + \left(\frac{100}{41}\right)^2 . 0,0617,$$

welche $Q = 100 \sqrt{\frac{0,140}{0,017 + 0,367}} = 60,4$ cbm liefert, also 8,9 cbm oder über 1/6 mehr, als nach Gleichung 31 gefunden wurde.

Dafs der Einflufs der Geschwindigkeitsänderungen in dem vorstehend untersuchten Falle so bedeutend ist, liegt daran, dafs sich diese Änderungen innerhalb einer ziemlich kurzen Strecke vollzogen haben. Bei wachsender Länge der einzelnen Teilstrecken würde der Einflufs des ersten Gliedes auf der rechten Seite der Gleichung 31, dessen Gröfse unverändert bleibt, während das zweite Glied mit der Länge der Strecke zunimmt, immer geringer werden. Wenn z. B. die Längen der Teilstrecken sämtlich 5 mal gröfser werden und der Fall des Wasserspiegels ebenfalls 5 mal gröfser wird, während alles übrige unverändert bleibt, so lautet die Gleichung für Q

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 . 0,70 = \frac{4,94 - 1,82}{19,62} + \left(\frac{100}{41}\right)^2 . 0,0617 . 5 = 0,159 + 1,835,$$

und man erhält daraus

$$Q = 100 \sqrt{\frac{0,70}{0,159 + 1,835}} = 59,4 \text{ cbm},$$

während man bei Fortlassung der die Geschwindigkeitsänderungen berücksichtigenden Gröfse 0,159 die Wassermenge

$$Q = 100 \sqrt{\frac{0,70}{1,835}} = 61,8 \text{ cbm erhält.}$$

2. Berechnung der Staukurven.

Da in den angestauten Flufsstrecken bei allen nicht ganz unregelmäfsig gestalteten Wasserläufen innerhalb der Stauweite die Geschwindigkeiten stromabwärts immer geringer werden, so fällt das erste Glied auf der rechten Seite der Gleichung 30 aus und die Bewegungsgleichung lautet für eine kurze Strecke von der Länge Δx

$$\Delta y = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \cdot \frac{p \cdot \Delta x}{F^3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 32.$$

Für p und F sind die Mittelwerte der Strecke einzusetzen.

Meistens ist die Wassermenge Q und die Stauhöhe h dicht oberhalb des Stauwerkes gegeben. Dann findet man die Staukurve dadurch, dafs man an dem Stauwerke anfangend die Flufsstrecke stromaufwärts in kurze Abschnitte Δx zerlegt und zunächst für den ersten Abschnitt den Höhenunterschied des Wasserspiegels zwischen seinen Endpunkten nach der Formel 32 berechnet, sodann das Verfahren für jeden folgenden Abschnitt wiederholt. Eine kleine Schwierigkeit liegt hierbei darin, dafs für F und p die Mittelwerte des Abschnittes eingesetzt werden sollen, während die Höhenlage des Wasserspiegels nur für den unteren Endpunkt feststeht und weiter aufwärts noch unbekannt ist. Man mufs daher Δy zunächst einschätzen und dann die Rechnung nötigenfalls wiederholen. Für die Einschätzung darf man den künftigen Wasserspiegel in dem ersten Abschnitte wagrecht, in jedem folgenden Abschnitte aber die Steigung des Wasserspiegels gleich derjenigen annehmen, welche für den vorangegangenen unteren Abschnitt durch Rechnung ermittelt wurde. Durch Eintragung dieser vorläufigen Lage des Wasserspiegels in das Längenprofil findet man hinreichend genau das Durchschnittsprofil und sodann nach Formel 32 den gesuchten Höhenunterschied Δy. Auf diese Weise läfst sich die Staukurve stückweise berechnen und in das Längenprofil eintragen, woraus sich die Stauhöhe an jeder Profilstelle unmittelbar ergiebt.

Die angegebene Berechnungsart ist zwar etwas umständlich, aber allgemein anwendbar und man kann dabei den gegebenen Verhältnissen stets Rechnung tragen. Auch bei unregelmäfsiger Gestaltung des Flufsbettes sowie bei Veränderungen der Wassermenge innerhalb der Staustrecke infolge von seitlichen Ab- oder Zuleitungen von Wasser läfst sich der Verlauf der Staukurve, wenn man die nötige Vorsicht beobachtet, ziemlich genau ermitteln.

Wenn die Stauhöhe h sehr grofs ist, so ändert sich das Profilverhältnis $\frac{F}{p}$ innerhalb der Staukurve so erheblich, dafs man für c nicht durchweg den gleichen Wert beibehalten kann. Es ist aber nicht nötig, für jedes Δx eine besondere Ermittelung anzustellen, sondern es genügt, wenn für wenige gröfsere Teilstrecken ein passender Mittelwert eingeschätzt wird.

Die verschiedenen Geschwindigkeitsformeln geben für c ziemlich weit auseinanderliegende Werte. Nach der Bazin'schen Formel ist für Wasserläufe in Erde

$$c = \frac{1}{\sqrt{0{,}00028 + 0{,}00035 \cdot \frac{p}{F}}}$$

und nach der neuesten Hagen'schen Formel

$$c = 43{,}7 \sqrt[6]{\frac{F}{p}} \text{ (vergl. Kap. II, Formel 126, S. 200).}$$

Da die Ausrechnung zeitraubend und eine genaue Bestimmung von c bei Berechnung der Staukurven nicht erforderlich ist, so empfiehlt es sich, nicht strenge nach einer Formel zu rechnen, sondern für c abgerundete Zahlenwerte, ohne Bruchteile, zwischen den nachstehend zusammengestellten Formelwerten anzunehmen.

$\frac{F}{p} =$	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	5,0
c nach Bazin	22,2	26,3	29,4	34,1	37,4	39,9	41,9	43,5	44,8	46,0	47,0	50,2	52,2	53,5
c nach Hagen	33,4	35,8	37,5	40,1	42,1	43,7	45,0	46,2	47,3	48,2	49,1	52,5	55,0	57,2

In regelmäfsig gestalteten Flufsstrecken sind die zwischen der Profilgröfse F, der Profilgröfse p, der Wassermenge und dem Gefälle des Wasserspiegels stattfindenden Beziehungen derartig, dafs sich dafür mathematische Ausdrücke aufstellen lassen, welche eine allgemeine Behandlung der Staukurven an Stelle der stückweisen Berechnung ermöglichen. Zu diesem Zwecke hat man das Durchschnittsprofil der Flufsstrecke durch eine demselben angepafste regelmäfsige Figur zu ersetzen und es eignet sich dazu am besten eine Parabel, die sogenannte Profilparabel.[2])

Fig. 11.

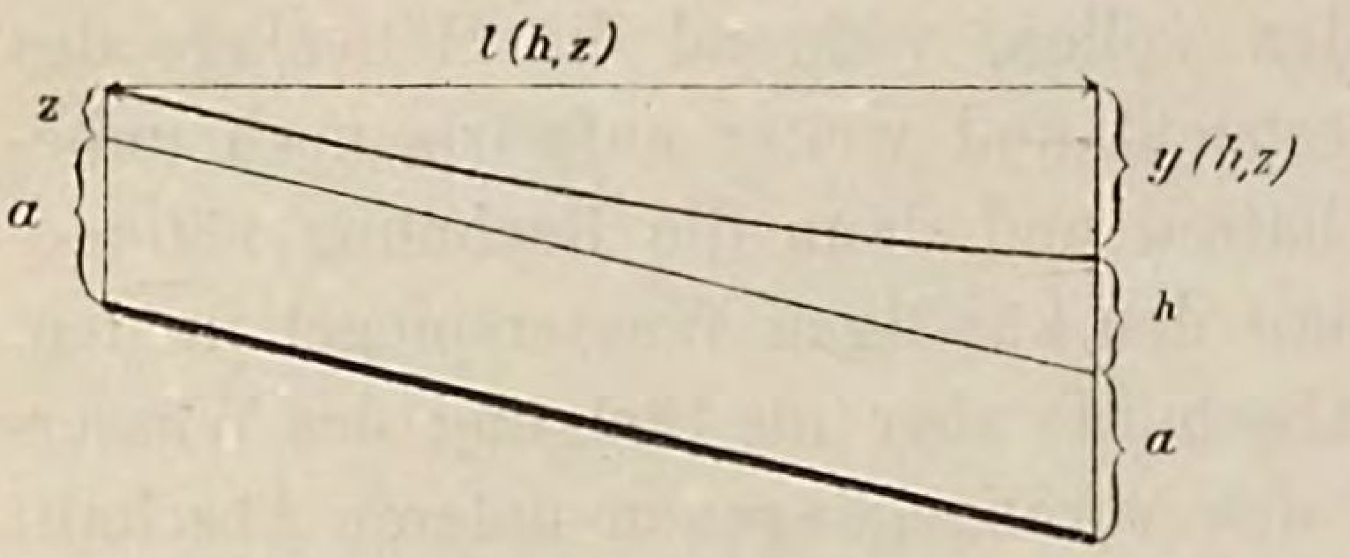


Fig. 12.

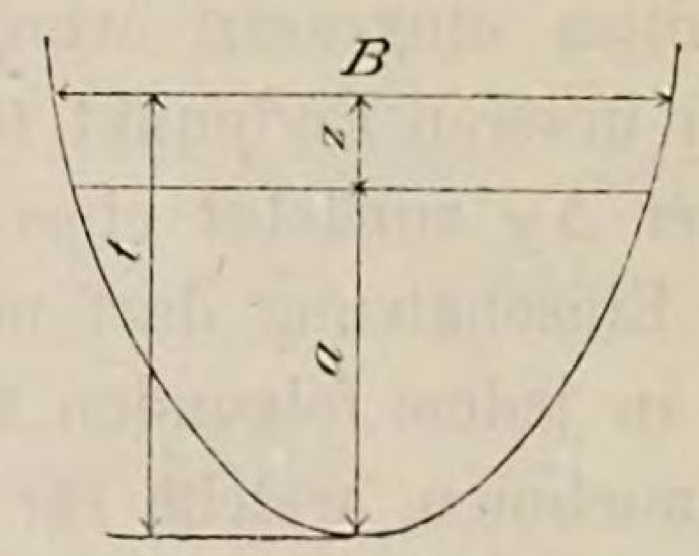
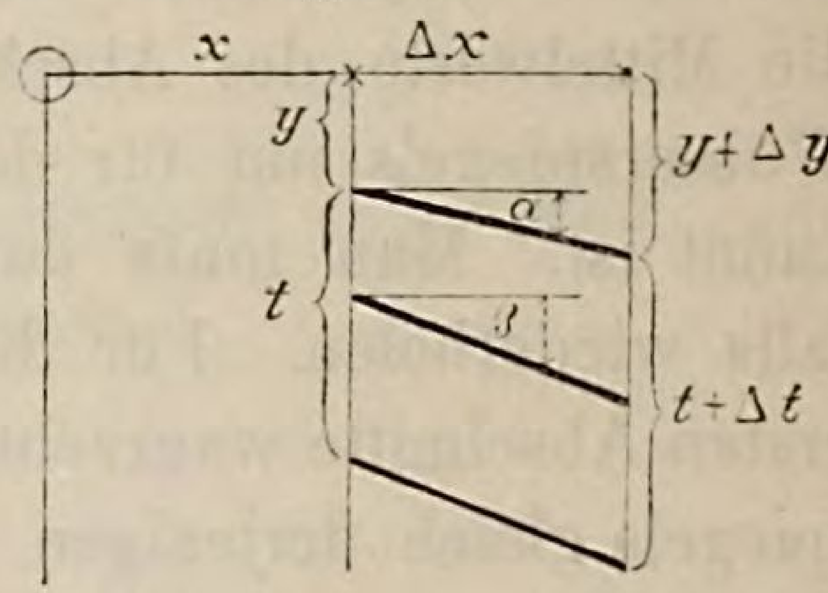


Fig. 13.



Unter Beibehaltung der früheren Bezeichnungen sei (Fig. 11, 12 u. 13):

P = Parameter der Profilparabel,
t = Füllhöhe derselben = Tiefe des Scheitels unter dem Wasserspiegel,
a = Füllhöhe } der ungestauten Flufsstrecke,
β = Wasserspiegelgefälle } der ungestauten Flufsstrecke,
h = Stauhöhe am Wehr, ferner
$t = a + z$,
$l_{(h,z)}$ = Abstand des Profils x, in welchem die Stauhöhe $= z$ ist, vom Wehr und
$y_{(h,z)}$ = Höhenunterschied des gestauten Wasserspiegels zwischen den Endpunkten der Strecke $l_{(h,z)}$.

Dann ist $B = 2\sqrt{P.t}$ und $F = \frac{4}{3}\, t\sqrt{Pt}$, ferner annähernd $p = B$.

Die Gleichung 32 geht dadurch über in

$$\alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{27}{32}\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{1}{P.t^4}$$

und ihre Anwendung auf die ungestaute Flufsstrecke liefert die Beziehung

$$\beta = \frac{27}{32}\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{1}{P.a^4}.$$

Dies in die Gleichung für α eingesetzt, giebt, wenn der Gröfse c in beiden Fällen der nämliche Mittelwert beigelegt wird,

$$\frac{dy}{dx} = \beta\,\frac{a^4}{t^4}.$$

Nach Fig. 13 ist aber auch

$$\frac{dy}{dx} = \beta - \frac{dt}{dx}.$$

Die Gleichsetzung beider Ausdrücke für $\frac{dy}{dx}$ liefert die Differentialgleichungen

$$\left.\begin{aligned} dy &= dt\,.\,\frac{a^4}{t^4 - a^4} \quad \text{und} \\ \beta\,.\,dx &= dt\,.\,\frac{t^4}{t^4 - a^4} = dt\left(1 + \frac{a^4}{t^4 - a^4}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ 33.$$

[2]) Vergl. Kap. II, „Binnengewässer", S. 181.

und durch Integration

$$y = C - a\left[\frac{1}{4}\,ln\,\frac{t+a}{t-a} + \frac{1}{2}\,arc\,tg\left(\frac{t}{a}\right)\right],$$

$$\beta x = C + a\left[\frac{t}{a} - \frac{1}{4}\,ln\,\frac{t+a}{t-a} - \frac{1}{2}\,arc\,tg\,\frac{t}{a}\right].$$

Die Klammer auf der rechten Seite der ersten Gleichung wird $= \infty$ für $t = a$, und $= \frac{\pi}{4}$ für $t = \infty$. Setzt man also $C = a\frac{\pi}{4}$, so erhält die rechte Seite Null zum Grenzwert für $t = \infty$, wodurch die Übersicht erleichtert wird. Es sei

$$\left.\begin{aligned} f\left(\frac{t}{a}\right) &= \frac{1}{4}\,ln\,\frac{t+a}{t-a} + \frac{1}{2}\,arc\,tg\,\frac{t}{a} - \frac{\pi}{4} \\ F\left(\frac{t}{a}\right) &= \frac{t}{a} - f\left(\frac{t}{a}\right) \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 34.$$

und

Dann ist

$$y = -af\left(\frac{t}{a}\right),$$

$$x = \frac{a}{\beta}\,F\left(\frac{t}{a}\right),$$

und da $t = a + z$ ist,

$$y_{(h,z)} = a\left[f\left(\frac{a+z}{a}\right) - f\left(\frac{a+h}{a}\right)\right] \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 35.$$

$$l_{(h,z)} = \frac{a}{\beta}\left[F\left(\frac{a+h}{a}\right) - F\left(\frac{a+z}{a}\right)\right] = \frac{1}{\beta}\left[h - z + y_{(h,z)}\right] \quad \ldots 36.$$

Zur Erleichterung der Anwendung dient nachstehende Tafel zur Berechnung der Staukurven, aus welcher die Zahlenwerte von $f\left(\frac{a+z}{a}\right)$ und $F\left(\frac{a+z}{a}\right)$ entnommen oder durch Einschaltung gefunden werden können. Die Tafel läfst ferner einige allgemeine Eigenschaften der Staukurven erkennen. Da $f\left(\frac{a}{a}\right) = \infty$ und $F\left(\frac{a}{a}\right) = -\infty$ ist, so folgt, dafs die theoretische Grenze der Stauweite in unendlich grofsem Abstande vom Wehr liegt.

Aber schon für $\frac{z}{a} = 0{,}01$ wird

$$y_{(h,z)} < a \quad \text{und} \quad l_{(h,z)} < \frac{a+h}{\beta}.$$

Die Stauwirkung ist daher bereits an derjenigen Stelle der Flufsstrecke, wo der ungestaute Wasserspiegel um $a + h$ höher als an der Wehrstelle oder um a über dem gestauten Oberwasser am Wehr liegt, so unbedeutend, dafs sie kaum noch wahrgenommen werden kann, weil die Stauhöhe $< \frac{a}{100}$ ist. Hieraus ergiebt sich eine einfache Konstruktion für die praktische Grenze der Stauweite, d. i. für diejenige Stelle, an welcher die praktische Bedeutung der Stauwirkung aufhört. Dieselbe liegt nämlich im Längenprofil des Flusses da, wo eine durch den gestauten Oberwasserspiegel am Wehr gelegte Wagrechte die Sohle der Profilparabel trifft. Wenn das Gefälle β sich innerhalb der Stauweite etwas ändert, so behält dabei doch die Formel 35 ihre Geltung, indem sie von β unabhängig ist. Bei gröfseren Verschiedenheiten ändert sich jedoch auch die Füllhöhe a und man hat alsdann die Formeln für jede Teilstrecke besonders unter jedesmaliger Einsetzung der richtigen Werte für β und a anzuwenden, wobei die Staukurve von dem Stauwerke aus aufwärts streckenweise zu berechnen ist.

Tafel zur Berechnung der Staukurven.

$\frac{t}{a}$	$f\left(\frac{t}{a}\right)$	$F\left(\frac{t}{a}\right)$	$\frac{t}{a}$	$f\left(\frac{t}{a}\right)$	$F\left(\frac{t}{a}\right)$	$\frac{t}{a}$	$f\left(\frac{t}{a}\right)$	$F\left(\frac{t}{a}\right)$
1,0	∞	$-\infty$	1,22	0,235	0,985	1,49	0,111	1,379
1,005	1,107	— 0,102	1,23	0,227	1,003	1,50	0,108	1,392
1,01	0,936	0,074	1,24	0,219	1,021	1,55	0,097	1,453
1,015	0,836	0,179	1,25	0,212	1,038	1,60	0,087	1,513
1,02	0,766	0,254	1,26	0,205	1,055	1,65	0,079	1,571
1,025	0,712	0,313	1,27	0,199	1,071	1,70	0,072	1,628
1,03	0,668	0,362	1,28	0,193	1,087	1,75	0,065	1,685
1,035	0,632	0,403	1,29	0,187	1,103	1,80	0,060	1,740
1,04	0,600	0,440	1,30	0,181	1,119	1,85	0,055	1,795
1,045	0,572	0,473	1,31	0,176	1,134	1,90	0,050	1,850
1,05	0,548	0,502	1,32	0,171	1,149	1,95	0,046	1,904
1,06	0,506	0,554	1,33	0,166	1,164	2,00	0,043	1,957
1,07	0,471	0,599	1,34	0,162	1,178	2,1	0,037	2,063
1,08	0,441	0,639	1,35	0,157	1,193	2,2	0,032	2,168
1,09	0,415	0,675	1,36	0,153	1,207	2,3	0,028	2,272
1,10	0,392	0,708	1,37	0,149	1,221	2,4	0,024	2,376
1,11	0,372	0,738	1,38	0,145	1,235	2,5	0,022	2,478
1,12	0,354	0,766	1,39	0,141	1,249	2,6	0,019	2,581
1,13	0,337	0,793	1,40	0,138	1,262	2,7	0,017	2,683
1,14	0,322	0,818	1,41	0,134	1,276	2,8	0,015	2,785
1,15	0,308	0,842	1,42	0,131	1,289	2,9	0,014	2,886
1,16	0,295	0,865	1,43	0,128	1,302	3,0	0,012	2,988
1,17	0,283	0,887	1,44	0,125	1,315	3,5	0,0078	3,492
1,18	0,272	0,908	1,45	0,122	1,328	4,0	0,0052	3,995
1,19	0,262	0,928	1,46	0,119	1,341	4,5	0,0037	4,496
1,20	0,252	0,948	1,47	0,116	1,354	5,0	0,0027	4,997
1,21	0,243	0,967	1,48	0,113	1,367	∞	0	∞

Wenn die Flufsstrecke sehr unregelmäfsig ist, so mufs man sie in kleinere Strecken Δx zerlegen und die Formel 32 anwenden. Die Benutzung der Tafel ist aber auch in solchen Fällen als Vorarbeit zu empfehlen, weil dabei wenigstens die ungefähre Lage der Staukurve ohne erhebliche Mühe gefunden und schnell ein Überblick gewonnen wird, auch die sonst unvermeidlichen Versuchsrechnungen erspart werden.

Eine sehr genaue Ermittelung der Profilparabel ist für die Berechnung der Staukurven nicht erforderlich. Es genügt, die Fläche F und die Wasserspiegelbreite B des Durchschnittsprofils bei demjenigen Wasserstande, für welchen die Staukurve berechnet werden soll und allenfalls noch für einen zweiten etwas höheren Wasserstand zu ermitteln. Dann ist im ersten Falle einfach

$$a = \frac{3}{2}\,\frac{F}{B} \quad \text{und} \quad P = \frac{B^3}{6F}$$

zu setzen. Bei der genaueren Ermittelung aus zwei verschiedenen Wasserständen erhält man a aus der Gleichung

$$a + (a + \Delta t) = \frac{3}{2}\left[\frac{F}{B} + \frac{F_1}{B_1}\right],$$

worin F_1 und B_1 die Fläche bezw. Breite des Durchschnittsprofils bei dem oberen Wasserstande und Δt die Höhe desselben über dem unteren bedeutet. Der Parameter P ist alsdann

$$P = \frac{1}{2}\left[\frac{B^3}{6F} + \frac{B_1{}^3}{6F_1}\right].$$

Beispiel. Gegeben ist eine regelmäfsige Flufsstrecke von 10 km Länge, welche am unteren Ende durch ein Wehr angestaut werden soll. Das Durchschnittsprofil hat bei Niedrigwasser 46 qm Querschnittsfläche und 60 m Wasserspiegelbreite; das Mittelwasser liegt 0,50 m höher und es ist alsdann $F = 78$ qm und $B = 68$ m. Der Wasserspiegel liegt am unteren Ende (bei km 10) auf + 10,00 und am Anfang der Strecke (bei km 0) auf + 14,00 m; das Gefälle ist ziemlich gleichmäfsig.

Aufgabe 1. Wenn bei Niedrigwasser die Stauhöhe h am Wehr 1,50 m beträgt, an welcher Stelle ist die Stauhöhe z nur noch = 0,05 m?

Auflösung. Man bestimmt zunächst die Wassertiefe a. Die Gleichung

$$2a + 0{,}50 = \frac{3}{2}\left(\frac{46}{60} + \frac{78}{68}\right)$$

giebt $a = 1{,}185$; man setze dafür $a = 1{,}20$ m.

Dann ist
$$\frac{a+h}{a} = \frac{1{,}20 + 1{,}50}{1{,}20} = 2{,}25\,,$$
$$\frac{a+z}{a} = \frac{1{,}20 + 0{,}05}{1{,}20} = \text{rund } 1{,}042\,.$$

Ferner ist $\beta = \frac{4{,}00}{10000} = 0{,}0004$ und nach der Tafel (S. 236)
$$F(2{,}25) = 2{,}220;\quad F(1{,}042) = 0{,}453.$$

Daher ist nach Formel 36
$$l_{(h,z)} = \frac{1{,}20}{0{,}0004}\,(2{,}220 - 0{,}453) = 5301 \text{ m}.$$

Der gesuchte Ort liegt also 5301 m oberhalb des Wehrs oder bei km 10 — 5,301 = km 4,699.

Zusatz. Die Aufgabe kann auch unter Anwendung der Gleichung 35 gelöst werden und zwar auch dann, wenn das Wasserspiegelgefälle β nicht auf der ganzen Strecke völlig gleichmäfsig ist. Es ist nämlich

$$y_{(h,z)} = 1{,}20\,[f(1{,}042) - f(2{,}25)] = 1{,}20\,(0{,}589 - 0{,}030) = 0{,}671 \text{ m}.$$

Der ungestaute Wasserspiegel am Wehr liegt der Annahme nach auf + 10,000 m,
der gestaute Wasserspiegel daselbst also auf 10,000 + 1,50 = + 11,500
Der gestaute Wasserspiegel an der gesuchten Profilstelle liegt um $y_{(h,z)}$ höher als am Wehr und die Stauhöhe z soll = 0,05 m sein; es ist daher
$y_{(h,z)} - z = 0{,}671 - 0{,}05$ = 0,621
und die Höhe des ungestauten Wasserspiegels = + 12,121.

Wenn man nun im Längenprofil des Flusses diejenige Profilstelle aufsucht, wo der Wasserspiegel auf + 12,121 m, d. i. 2,121 m höher als an der Wehrbaustelle liegt, so ist dies der gesuchte Ort, an welchem die Stauhöhe nur noch 0,05 m beträgt. Bei gleichmäfsigem Gefälle β ist sein Abstand vom Wehr

$$l = \frac{2{,}121}{0{,}0004} = 5302{,}5 \text{ m},$$

was mit der vorigen Ermittelung gut übereinstimmt.

Aufgabe 2. Wie grofs ist an derselben Stelle die Stauhöhe bei Mittelwasser, wenn das Oberwasser am Wehr auf gleicher Höhe wie bei Niedrigwasser gehalten wird?

Auflösung. In diesem Falle ist $a = 1{,}20 + 0{,}50 = 1{,}70$ m und $h = 1{,}50 - 0{,}50 = 1{,}00$ m, daher $\frac{a+h}{a} = \frac{1{,}70 + 1{,}00}{1{,}70}$ = rund 1,588 und nach der Tafel $F(1{,}588) = 1{,}499$. Da $l = 5301$ m gegeben ist, so findet man nach Gleichung 36

$$F\left(\frac{a+z}{a}\right) = F\left(\frac{a+h}{a}\right) - \frac{\beta . l}{a} = 1{,}499 - \frac{0{,}0004 . 5301}{1{,}70} = 0{,}252$$

und der zugehörige Wert von $\frac{a+z}{a}$ ist nach der Tafel = 1,020. Daher ist die gesuchte Stauhöhe $z = 1{,}70 . 0{,}020 = 0{,}034$ m.

Aufgabe 3. Wie hoch mufs bei Niedrigwasser der Wasserspiegel am Wehr angestaut werden, wenn die Stauhöhe 4 km oberhalb noch 0,30 m betragen soll?

Auflösung. Es ist $l = 4000$ m und $\frac{a+z}{a} = \frac{1{,}20 + 0{,}30}{1{,}20} = 1{,}25$. Die Tafel giebt $F(1{,}25) = 1{,}038$. Daher ist

$$F\left(\frac{a+h}{a}\right) = \frac{4000 . 0{,}0004}{1{,}20} + 1{,}038 = 2{,}371$$

und der zugehörige Wert von $\frac{a+h}{a}$ ist = 2,395. Die gesuchte Stauhöhe ist daher

$$h = 1{,}20\,(2{,}395 - 1) = 1{,}674 \text{ m}.$$

Aufgabe 4. Die obige Flufsstrecke soll durch Stauanlagen in Verbindung mit Baggerungen auf eine gröfste Wassertiefe von 1,50 m bei Niedrigwasser gebracht werden. Die Stauhöhe h bei dem unteren Wehr darf nicht mehr als 1,80 m betragen und das obere Wehr kann nicht näher als in 8 km Abstand von dem unteren erbaut werden. Wo hat die Baggerung zu beginnen und wie grofs ist die Senkung des Wasserspiegels am oberen Ende der Haltung?

Auflösung. Es werde angenommen, dafs die Wassertiefe im Stromstrich mit der Füllhöhe der Profilparabel übereinstimmt. Die vorhandene Fahrtiefe der ungestauten Strecke ist dann $= a = 1{,}20$ m, während die zukünftige Fahrtiefe 1,50 m betragen soll. Demnach hat die Vertiefung der Sohle da zu beginnen, wo die Stauhöhe nur noch 0,30 m beträgt. In gleicher Weise wie bei Aufgabe 1 findet man den Abstand dieser Profilstelle C vom unteren Wehr

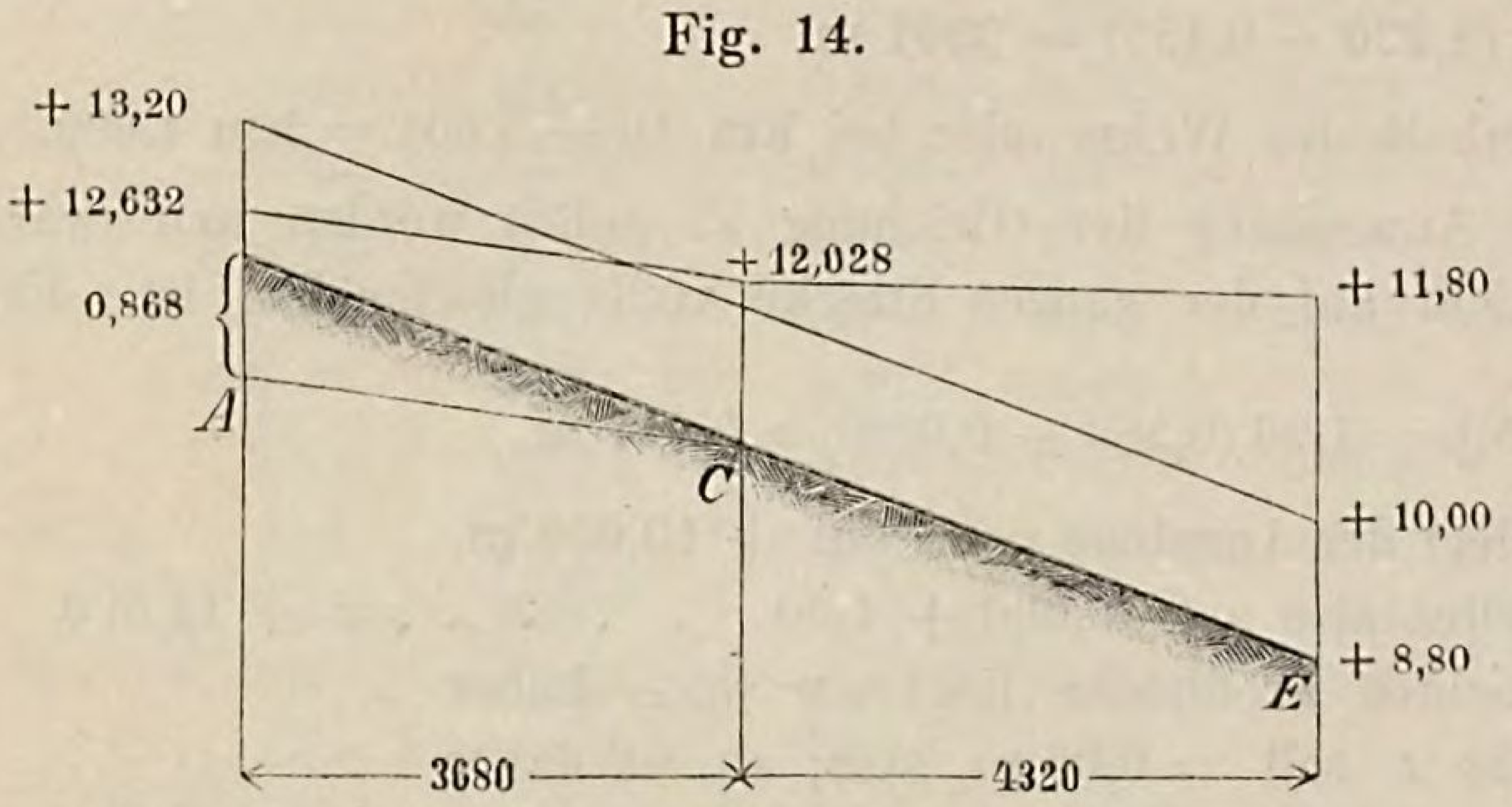
$$l = \frac{1{,}20}{0{,}0004}\left[F\left(\frac{1{,}20 + 1{,}80}{1{,}20}\right) - F\left(\frac{1{,}20 + 0{,}30}{1{,}20}\right)\right] = 3000\,(2{,}478 - 1{,}038) = 4320 \text{ m}$$

und den Höhenunterschied

$$y_{(h,z)} = 1{,}20\left[f\left(\frac{1{,}50}{1{,}20}\right) - f\left(\frac{3{,}0}{1{,}20}\right)\right] = 1{,}20\,(0{,}212 - 0{,}022) = 0{,}228 \text{ m}.$$

In der oberen Teilstrecke mufs das Gefälle der Flufssohle durch Baggerung derartig vermindert werden, dafs die bei C vorhandene Wassertiefe bis A unverändert bleibt. Die Bewegung des Wassers ist demnach in der Strecke AC gleichförmig. Da nun mindestens in der Nähe von C die Durchschnittsprofilparabel unverändert bleibt, während ihre Füllhöhe um 0,30 m gröfser wird, so ist das neue Wasserspiegelgefälle

Fig. 14.



$$\alpha = \beta\,\frac{a^4}{t^4} = 0{,}0004\left(\frac{1{,}20}{1{,}50}\right)^4 = 0{,}000164.$$

Weiter aufwärts ändert sich das zukünftige Durchschnittsprofil infolge der Senkung des Wasserspiegels und der Ausbaggerung. Aber für eine Näherungsrechnung kann man die frühere Profilparabel beibehalten. Der Wasserspiegel steigt dann von C bis A um

$$\Delta y = 0{,}000164 \,.\, 3680 = 0{,}604 \text{ m}$$

und erreicht bei A die Höhe

$10{,}0 + h + y_{(h,z)} + \Delta y = 1{,}0 + 1{,}80 + 0{,}228 + 0{,}604$ $= +\ 12{,}632$

Die ursprüngliche Höhe betrug $10{,}0 + 0{,}0004 \,.\, 8000$ $= +\ 13{,}200$

die gesuchte Senkung des Wasserspiegels ist daher $=$ 0,568 m

und die Tiefe der Ausbaggerung noch 0,30 m gröfser.

Die Gleichungen 35 und 36 der Staukurven sind aus der allgemeinen Differentialgleichung der ungleichförmigen Bewegung des Wassers dadurch erhalten worden, dafs das erste Glied auf der rechten Seite der Gleichungen 26 bezw. 27, welches den Einflufs der lebendigen Kraft ausdrückt, als unbedeutend fortgelassen wurde. Unter Zugrundelegung der Durchschnittsprofilparabel läfst sich aber auch die vollständige Differentialgleichung integrieren. Nach den früheren Entwickelungen (S. 234) ist nämlich

$$\frac{B}{F^3} = \frac{27}{32}\,\frac{1}{P t^4}; \quad \beta = \frac{27}{32}\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{1}{P a^4}$$

und $dy = \beta\,dx - dt$. Ferner ist

$$dF = B\,dt \quad \text{und} \quad p = B.$$

Die Gleichung 27 geht dadurch über in die folgenden:

$$dy = \frac{B}{F^3}\left[\left(\frac{Q}{c}\right)^2 . \,dx - \frac{Q^2}{g}\,dt\right],$$

$$dy = \frac{27}{32}\,\frac{Q^2}{P t^4}\left[\frac{dx}{c^2} - \frac{dt}{g}\right]$$

und schliefslich

$$dy = \beta\,\frac{a^4}{t^4}\left(dx - \frac{c^2}{g}\,dt\right) = \beta\,dx - dt \quad \ldots\ldots \quad 37.$$

Die Gröfse c ist hierbei wieder als unveränderlich angenommen worden.

Die letzte Doppelgleichung liefert die beiden Differentialgleichungen

$$\left.\begin{aligned} dy &= \left(1 - \beta\,\frac{c^2}{g}\right)\frac{a^4}{t^4 - a^4}\,.\,dt \\ \beta\,dx &= \left[1 + \left(1 - \beta\,\frac{c^2}{g}\right)\frac{a^4}{t^4 - a^4}\right].\,dt \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ 38.$$

Dieselben lassen sich in gleicher Weise wie die Gleichungen 33 integrieren und man erhält dadurch an Stelle der Gleichungen 35 und 36 die folgenden:

$$y_{(h,z)} = a\left(1 - \frac{\beta c^2}{g}\right)\left[f\left(\frac{a+z}{a}\right) - f\left(\frac{a+h}{a}\right)\right] \quad \ldots\ldots\ 39.$$

$$\left.\begin{aligned} l_{(h,z)} &= \frac{a}{\beta}\left[F\left(\frac{a+h}{a}\right) - F\left(\frac{a+z}{a}\right)\right] - a\,.\,\frac{c^2}{g}\left[f\left(\frac{a+z}{a}\right) - f\left(\frac{a+h}{a}\right)\right] \\ &= \frac{1}{\beta}\,[h - z + y_{(h,z)}] \end{aligned}\right\} . \ 40.$$

worin $F\left(\frac{t}{a}\right)$ und $f\left(\frac{t}{a}\right)$ durch die Formeln 34 gegeben sind, also auch aus der Tafel jener Werte entnommen werden können.

Beispiel. In der obigen Aufgabe 1 ist $a = 1{,}20$ m, $h = 1{,}50$ m und $\beta = 0{,}0004$. Der Abstand l derjenigen Profilstelle, an welcher die Stauhöhe z nur noch 5 cm beträgt, wurde $= 5301$ m berechnet. Wendet man auf diesen Fall die genauere Formel 40 an, so erhält man, wenn $c = 40$ gesetzt wird,

$$l = \frac{1{,}20}{0{,}0004}\left[2{,}220 - 0{,}453\right] - \frac{1{,}20\,.\,40^2}{9{,}81}\,(0{,}589 - 0{,}030) = 5301 - 110 = 5191 \text{ m}.$$

Um zu ermitteln, wie grofs nun die Stauhöhe in dem Abstande $l = 5301$ m sein wird, kann man die Differentialgleichung 38 zwischen dt und dx oder die einfachere Gleichung 33 anwenden, indem darin die Differentiale als Differenzen betrachtet werden und $\Delta x = -\,110$ m, $t = 1{,}20 + 0{,}05 = 1{,}25$ eingesetzt wird. Dadurch erhält man

$$\Delta t = -\,\frac{0{,}0004\,.\,110}{1{,}25^4}\,(1{,}25^4 - 1{,}20^4) = -\,0{,}0066 \text{ m}.$$

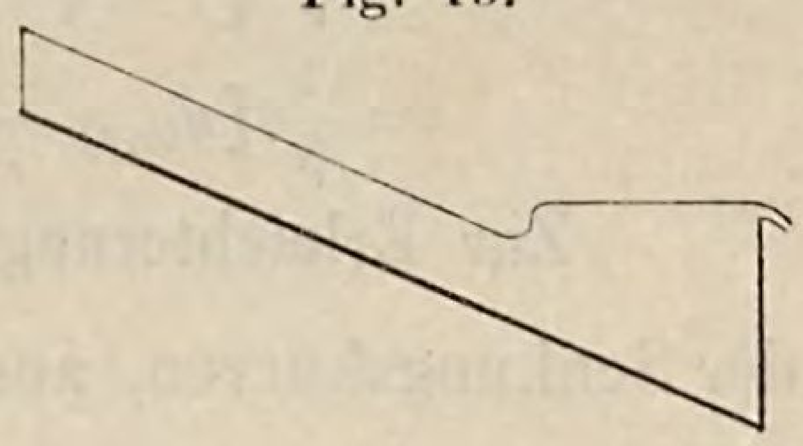
Demnach ist die gesuchte Stauhöhe

$$z = 0{,}05 + \Delta t = \text{rund } 0{,}043 \text{ m}.$$

Die einfacheren Formeln 35 und 36 geben die Stauweiten bezw. Stauhöhen etwas zu grofs, was in manchen Fällen als ein Vorzug anzusehen ist.

Die Differentialgleichungen 38 geben $\frac{dy}{dt} = 0$ und $\beta\,dx = dt$ für $1 - \frac{\beta c^2}{g} = 0$. In diesem besonderen Falle ist der gestaute Wasserspiegel wagrecht und der ungestaute Wasserspiegel geht nicht allmählich, sondern plötzlich in den Stauwasserspiegel über. An der Übergangsstelle steigt der Wasserspiegel, wie die namentlich von Bidone[3]) angestellten Versuche ergeben haben, sogar ziemlich steil um eine gewisse Höhe an, es entsteht der sogenannte Wassersprung. Die Sprunghöhe ist ungefähr gleich der Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g}$ des ungestauten Wassers. Der Wassersprung tritt ein, wenn $\beta c^2 = g$ oder, wegen $v^2 = c^2 . \beta . \frac{F}{p}$, wenn $\frac{F}{p} = \frac{v^2}{g}$ gleich der doppelten Geschwindigkeitshöhe des Wassers ist.

Fig. 15.



3. Ungleichförmige Bewegung mit zunehmender Geschwindigkeit.

Wenn die Sohle des Wasserlaufes an einer Stelle stufenartig abfällt, so entsteht daselbst je nach der Höhe und Steilheit der Stufe ein Wassersturz oder eine Stromschnelle und die Bewegung des Wassers wird oberhalb der Stufe ungleichförmig. Aber während bei den Staukurven das Gefälle des Wasserspiegels stromabwärts immer kleiner

[3]) Mémoire de l'Academie des sciences de Turin. Tom. XXV, 1820. — d'Aubuisson. Hydraulique, § 169.

und die Stauhöhe immer gröfser wird, ist hier die Geschwindigkeit und das Gefälle über der Stufe, welche nachstehend Senkungsstufe genannt werden soll, am gröfsten und nimmt stromaufwärts so lange ab, bis an einer in entsprechend grofser Entfernung befindlichen Stelle der Einflufs der Stufe nicht mehr bemerkbar und die Bewegung gleichförmig ist. Ebenso grofs wie die Profilfläche und das Gefälle des Wasserspiegels an jener Stelle ist, würde beides, ein gleichmäfsiges Durchschnittsprofil und Sohlengefälle vorausgesetzt, ohne den Einflufs der Senkungsstufe auf der ganzen unteren Strecke sein, während in Wirklichkeit die Profilflächen immer kleiner werden und der Wasserspiegel immer tiefer unter jenen Stand der gleichförmigen Bewegung sinkt, welchen man als ungesenkten Wasserspiegel bezeichnen kann. In solchem Sinne finden Senkungen des Wasserspiegels oberhalb der Senkungsstufe statt und den Staukurven oberhalb der Stauwerke entsprechen Senkungskurven, den Stauhöhen Senkungstiefen.

Die Senkungskurven sind in ähnlicher Weise wie die Staukurven zu berechnen. Meistens wird die Senkungstiefe h an der Senkungsstufe A gegeben sein. Dann ist die Berechnung streckenweise von A aus vorzunehmen und zwar nicht nach Formel 32, sondern nach Formel 31, weil die lebendige Kraft bei der Geschwindigkeitszunahme nicht unberücksichtigt bleiben darf.

In regelmäfsigen Flufsstrecken läfst sich wieder die Profilparabel zu Grunde legen und es ergeben sich dann dieselben Differentialgleichungen 38 wie bei den Staukurven. Ein Unterschied findet nur insofern statt, als diesmal $t < a$ ist, weshalb

$$\int \frac{a^4}{t^4 - a^4}\, dt = C - a\left[\frac{1}{4}\, ln\, \frac{a+t}{a-t} + \frac{1}{2}\, arctg\left(\frac{t}{a}\right)\right]$$

erhalten wird. Setzt man $t = a - z$,

$$\left.\begin{aligned} f\left(\frac{a-z}{a}\right) &= \frac{1}{4}\, ln\, \frac{a+t}{a-t} + \frac{1}{2}\, arctg\, \frac{t}{a} \\ F\left(\frac{a-z}{a}\right) &= f\left(\frac{a-z}{a}\right) - \frac{a-z}{a} \end{aligned}\right\}, \quad \ldots\ldots\ldots \quad 41.$$

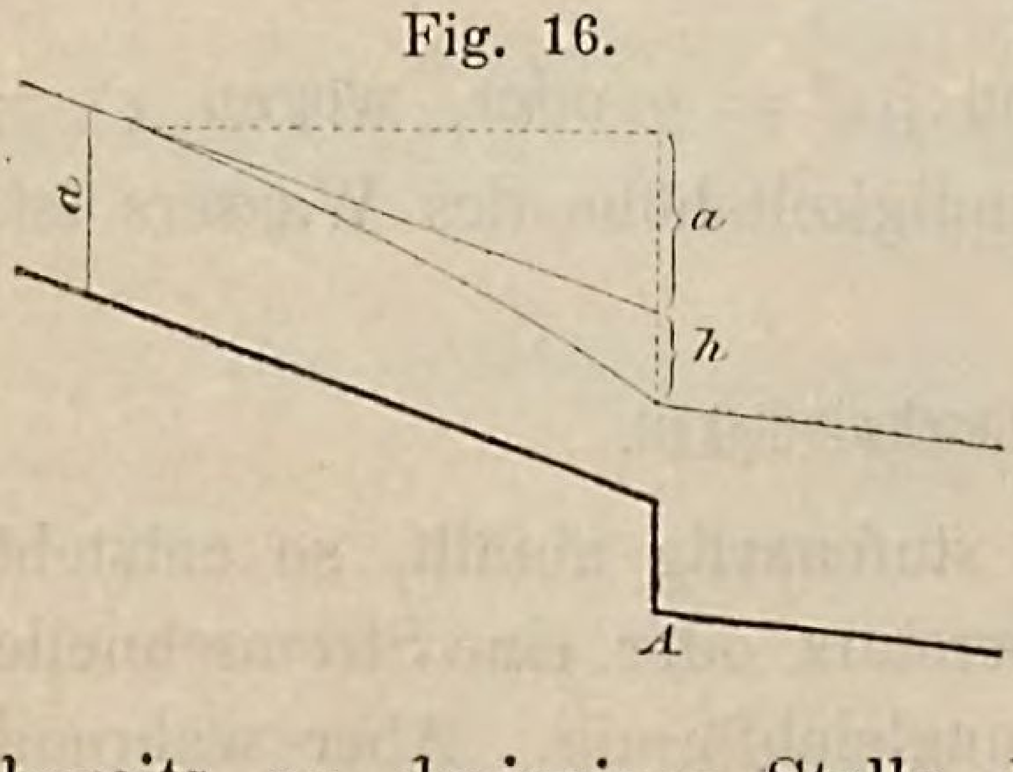
so ist entsprechend den Gleichungen 38 und 39

$$y_{(h,z)} = a\left(1 - \frac{\beta c^2}{g}\right)\left[f\left(\frac{a-z}{a}\right) - f\left(\frac{a-h}{a}\right)\right] \quad \ldots\ldots \quad 42.$$

$$\left.\begin{aligned} l_{(h,z)} &= \frac{a}{\beta}\left[F\left(\frac{a-z}{a}\right) - F\left(\frac{a-h}{a}\right)\right] - a\,\frac{c^2}{g}\left[f\left(\frac{a-z}{a}\right) - f\left(\frac{a-h}{a}\right)\right] \\ &= \frac{1}{\beta}\left[y_{(h,z)} - (h-z)\right] \end{aligned}\right\}. \quad 43.$$

Zur Erleichterung der Berechnung dient die nachstehende Tafel zur Berechnung der Senkungskurven, aus welcher die Zahlenwerte von $f\left(\frac{a-z}{a}\right)$ und $F\left(\frac{a-z}{a}\right)$ entnommen oder durch Einschaltung gefunden werden können. Die theoretische Grenze der Senkungsweite liegt in unendlich grofser Entfernung von der Senkungsstufe, indem für $z = 0$ der Ausdruck

Fig. 16.



$$f\left(\frac{t}{a}\right) = \infty \text{ und } F\left(\frac{t}{a}\right) = \infty$$

ist. Aber schon für $\frac{t}{a} = 0{,}995$ ist $F\left(\frac{t}{a}\right) < 1$ und $l_{(h,z)} < \frac{a}{\beta}$. Die Senkung des Wasserspiegels ist daher bereits an derjenigen Stelle des Wasserlaufes, wo der ungesenkte Wasserspiegel um a höher als an der Senkungsstufe A oder um $a + h$ über dem gesenkten Wasserspiegel bei A liegt, so gering, dafs sie $= 0$ gesetzt werden kann.

Tafel zur Berechnung der Senkungskurven.

$\frac{t}{a}$	$f\left(\frac{t}{a}\right)$	$F\left(\frac{t}{a}\right)$	$\frac{t}{a}$	$f\left(\frac{t}{a}\right)$	$F\left(\frac{t}{a}\right)$	$\frac{t}{a}$	$f\left(\frac{t}{a}\right)$	$F\left(\frac{t}{a}\right)$
1,0	∞	∞	0,900	1,103	0,203	0,70	0,739	0,039
0,995	1,889	0,894	0,89	1,075	0,185	0,69	0,726	0,036
0,990	1,714	0,724	0,88	1,049	0,169	0,68	0,713	0,033
0,985	1,610	0,625	0,87	1,025	0,155	0,67	0,701	0,031
0,980	1,536	0,556	0,86	1,002	0,142	0,66	0,688	0,028
0,975	1,479	0,504	0,85	0,980	0,130	0,65	0,676	0,026
0,970	1,431	0,461	0,84	0,960	0,120	0,64	0,664	0,024
0,965	1,391	0,426	0,83	0,940	0,110	0,63	0,652	0,022
0,960	1,355	0,395	0,82	0,922	0,102	0,62	0,640	0,020
0,955	1,324	0,369	0,81	0,904	0,094	0,61	0,628	0,018
0,950	1,296	0,346	0,80	0,887	0,087	0,60	0,617	0,017
0,945	1,270	0,325	0,79	0,870	0,080	0,55	0,561	0,011
0,940	1,246	0,306	0,78	0,854	0,074	0,50	0,506	0,006
0,935	1,224	0,289	0,77	0,838	0,068	0,45	0,454	0,004
0,930	1,204	0,274	0,76	0,823	0,063	0,40	0,402	0,002
0,925	1,185	0,260	0,75	0,808	0,058	0,35	0,351	0,001
0,920	1,166	0,246	0,74	0,794	0,054	0,30	0,300	0
0,915	1,149	0,234	0,73	0,780	0,050	0	0	0
0,910	1,133	0,223	0,72	0,766	0,046			
0,905	1,117	0,212	0,71	0,752	0,042			

Beispiel. Eine Flufsstrecke hat bei Niedrigwasser ein Durchschnittsprofil von $F = 24$ qm und $B = 30$ m, sowie ein Wasserspiegelgefälle $\beta = 0{,}00025$. Von der Profilstelle A, woselbst ein Schiffahrtskanal einmündet, stromabwärts wird eine Ausbaggerung vorgenommen, wodurch bei A eine Senkung des Wasserspiegels $= 0{,}36$ m entsteht. In welcher Entfernung stromaufwärts beträgt die Senkung nur noch 0,06 m?

Auflösung. Es ist $h = 0{,}36$ m, $z = 0{,}06$ m und $a = \frac{3}{2}\frac{F}{B} = \frac{3}{2}\cdot\frac{24}{30} = 1{,}20$ m.

Die Tafel giebt

$$f\left(\frac{a-z}{a}\right) = f(0{,}95) = 1{,}296 \quad \text{und} \quad F(0{,}95) = 0{,}346$$

$$f\left(\frac{a-h}{a}\right) = f(0{,}70) = 0{,}739 \quad \text{und} \quad F(0{,}70) = 0{,}039.$$

Es sei $c = 40$. Dann ist

$$1 - \beta\frac{c^2}{g} = 1 - 0{,}00025\cdot\frac{40^2}{9{,}81} = 0{,}959$$

und nach Formel 42

$$y_{(h,z)} = 1{,}20\,.\,0{,}959\,(1{,}296 - 0{,}739) = 0{,}641 \text{ m},$$

sodann nach Formel 43

$$l_{(h,z)} = \frac{0{,}641 - (0{,}36 - 0{,}06)}{0{,}00025} = 1364 \text{ m}.$$

Wenn man den Einflufs der Geschwindigkeitszunahme auf das Gefälle vernachlässigt, so verwandelt sich das Glied $1 - \beta\frac{c^2}{g}$ in 1 und man erhält dann nach Formel 43

$$l_{(h,z)} = \frac{1{,}20}{0{,}00025}(0{,}346 - 0{,}039) = 1474 \text{ m},$$

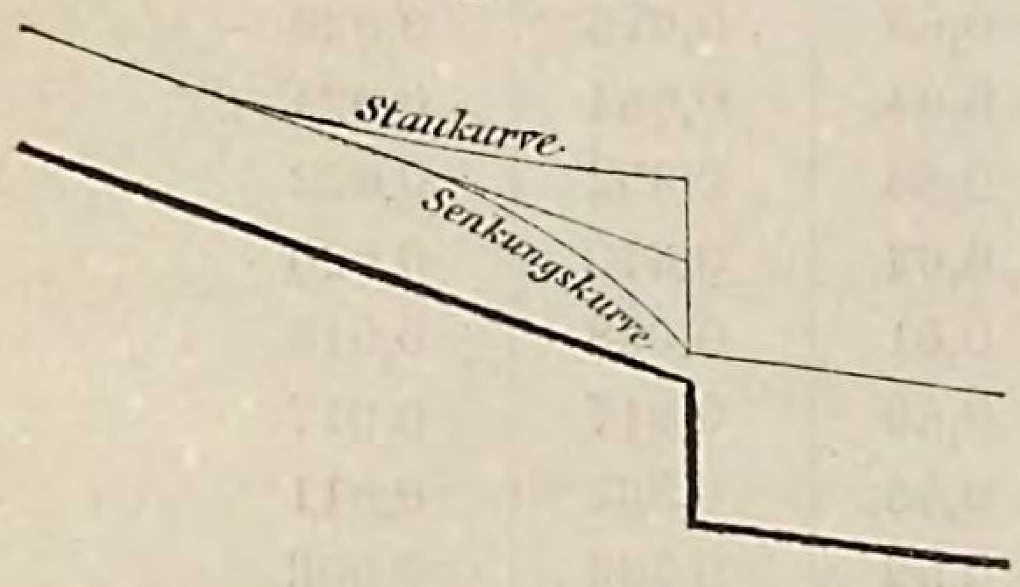
also 110 m gröfser als vorhin.

Ähnlich wie der stufenartige Absturz der Sohle wirkt jede plötzliche Vergröfserung des Durchschnittsprofils oder des Sohlengefälles auf die Bewegung des Wassers in der oberhalb gelegenen Flufsstrecke ein. Denn die untere Strecke ist alsdann leistungsfähiger als die obere, und ihre Füllhöhe über der Sohle kleiner als in der oberen Strecke. Den Übergang von der gröfseren zur kleineren Füllhöhe bildet eine Senkungskurve. Wenn dagegen die untere Strecke entweder ein kleineres Durchschnittsprofil oder ein ge-

ringeres Gefälle als die obere Strecke hat, so wirkt sie vorfluthemmend auf die letztere ein und es entsteht eine Staukurve. In beiden Fällen vollzieht sich der Übergang ganz innerhalb der oberen Strecke. In solcher Weise kommt die ungleichförmige Bewegung des Wassers selbst in regelmäfsigen Flufsstrecken vor.

Bei stufenartigem Absturz des Wassers wird die obere Strecke häufig durch ein Stauwerk abgegrenzt, entweder zur Verhinderung einer zu tiefen Senkung des Wasserspiegels oder behufs künstlicher Regelung des Wasserabflusses. Dies ist der allgemeinste Fall der Stauanlagen, indem dabei die Bewegung des Wassers oberhalb des Stauwerkes sowohl verzögert als beschleunigt und der Wasserspiegel entweder eine Staukurve oder eine Senkungskurve sein kann, wie durch Fig. 17 veranschaulicht wird.

Fig. 17.



Die obere Stufe des Wasserlaufes kann ein Kanal mit wagrechter Sohle sein. Dieser Fall erfordert eine besondere Untersuchung, weil alsdann $\beta = 0$ und die Füllhöhe a, bei welcher die Bewegung gleichförmig wird, unendlich grofs ist. Die Formeln 41 bis 43 sind daher nicht anwendbar, es läfst sich jedoch die Senkungskurve auch in diesem Falle aus der Differentialgleichung 27 und bei Anwendung der Durchschnittsprofilparabel aus der Gleichung 37 entwickeln. Für $\beta = 0$ ist nämlich $dy = -dt$, und dies in Gleichung 37 eingesetzt, giebt

$$dx = -c^2\left(\frac{32}{27}\,\frac{P}{Q^2}\,t^4 - \frac{1}{g}\right)dt$$

und durch Integration zwischen den Grenzen t_1 und t_2

$$x_2 - x_1 = \frac{32}{27}\,P\left(\frac{c}{Q}\right)^2\frac{t_1^5 - t_2^5}{5} - \frac{c^2}{g}\,(t_1 - t_2) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 44.$$

Beispiel. Der Seitenkanal eines Flusses ist 4 **km** lang und hat ein Querprofil von 16 **m** Bodenbreite mit dreifachen Böschungen; die Sohle ist wagrecht. Er wird als Vorflutkanal bei Hochwasser benutzt und der Wasserstand an der Auslafsschleuse auf 1,50 **m** über der Sohle erhalten. Am oberen Ende sei die Wassertiefe = 2,70 **m**; wie grofs ist dann die Wassermenge Q?

Auflösung. Man berechnet zunächst die Profilparabel nach S. 236. Bei den Wassertiefen = 2,70 und 1,50 **m** über der Kanalsohle ist B_1 = 32,20 **m** u. F_1 = 65,07 **qm**, ferner B_2 = 25,0 **m** u. F_2 = 30,75 **qm**. Daher ist

$$P = \frac{1}{2}\left(\frac{32{,}20^3}{6\,.\,65{,}07} + \frac{25{,}0^3}{6\,.\,30{,}75}\right) = \frac{85{,}5 + 84{,}7}{2} = 85{,}1$$

und

$$t_1 + t_2 = \frac{3}{2}\left(\frac{65{,}07}{32{,}20} + \frac{30{,}75}{25{,}0}\right) = 4{,}88 = 2\,t_1 - 1{,}20,$$

$$t_1 = \frac{4{,}88 + 1{,}20}{2} = 3{,}04 \text{ m und } t_2 = 3{,}04 - 1{,}20 = 1{,}84 \text{ m}.$$

Der Scheitel der Profilparabel liegt also 0,34 **m** unter der Kanalsohle und die Füllhöhen der ersteren sind um 0,34 **m** gröfser als die Wassertiefen des Kanals.

Wir wählen $c = 46$, setzen die gefundenen Zahlenwerte in die Gleichung 44 ein und wenden dieselbe für die Endpunkte des Kanals an. Dies giebt

$$4000 = \frac{32}{27}\,.\,85{,}1\,.\left(\frac{46}{Q}\right)^2\frac{3{,}04^5 - 1{,}84^5}{5} - \frac{46^2}{9{,}81}\,.\,1{,}20$$

und man erhält daraus Q = 48,8 **cbm**.

Es sei l_y der Abstand derjenigen Profilstelle von der Auslafsschleuse, an welcher der Wasserspiegel um y höher als dort steht, dann ist

$$l_y = \frac{32}{27}\,.\,85{,}1\left(\frac{46}{48{,}8}\right)^2.\,\frac{(1{,}84 + y)^5 - 1{,}84^5}{5} - \frac{46^2}{9{,}81}\,.\,y$$
$$= 17{,}9\,[(1{,}84 + y)^5 - 21{,}09] - 216\,.\,y.$$

Die Ausrechnung ergiebt

für $y =$	0,16	0,36	0,56	0,76	0,96	1,16	1,20
$l_y =$	160	470	930	1580	2490	3720	4010

Diese Werte sind ausreichend, um den Wasserspiegel in das Längenprofil einzutragen.

Litteratur.

Die Behandlung der Staukurven unter Zugrundelegung der Durchschnittsprofilparabel ist von dem Verfasser zuerst in dem Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1881 veröffentlicht worden. Den früheren Stautafeln von Dubuat, Funk, Grashof, Bresse und Rühlmann ist ein rechteckiges Querprofil zu Grunde gelegt.

Die Theorie der ungleichförmigen Bewegung des Wassers ist zuerst in Eytelweins Hydraulik behandelt worden. Von späteren Bearbeitungen sind hervorzuheben:

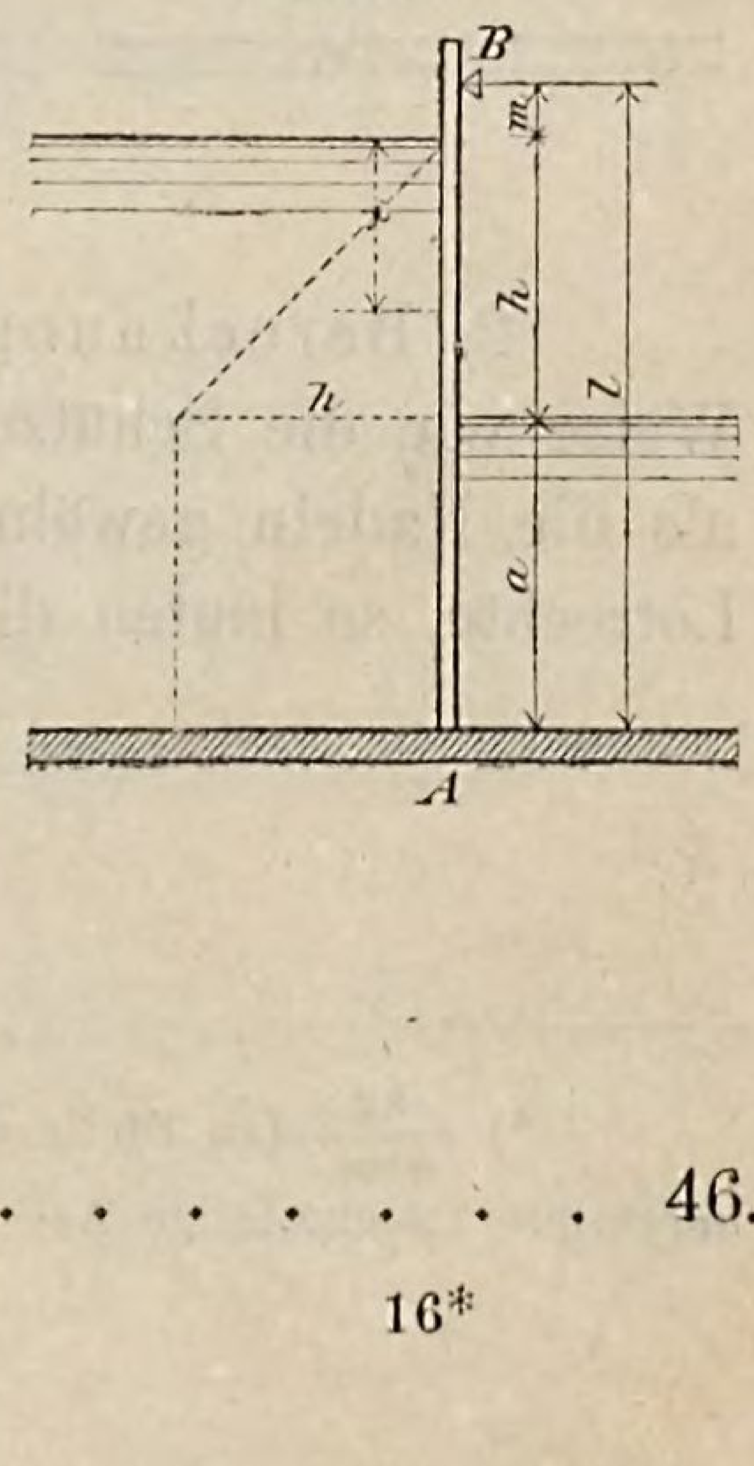
Poncelet. Cours de mecanique appliquée aux machines.
Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst. Zweiter Teil, Abschn. IX.
Boussinesq. Essai sur la théorie des eaux courantes. Paris 1887.

§ 5. Festigkeitsberechnungen. Die Hauptabmessungen der Stauwerke werden aus praktischen Gründen, welche später ausführlicher besprochen werden, in der Regel so stark gemacht, dafs eine grofse Standsicherheit des ganzen Bauwerkes gegen den Druck und Stofs des Wassers vorhanden ist. Ferner ist die Belastung des Baugrundes meistens so gering, dafs die Tragfähigkeit des letzteren ohne rechnerische Untersuchung beurteilt werden kann. In solchen Fällen bedarf es natürlich keiner Festigkeitsberechnung; wenn man sie aber anstellt, so würde es wenig angemessen sein, wollte man dabei mit grofser Umständlichkeit zu Werke gehen. Vielmehr gewinnt die Untersuchung an Klarheit und Übersichtlichkeit, wenn sie unter vereinfachenden Annahmen geführt und auf den Nachweis beschränkt wird, dafs genügende Sicherheit selbst bei den augenscheinlich ungünstigsten Voraussetzungen noch vorhanden ist.

Nur Stauwerke von grofser Höhe, insbesondere gemauerte Staudämme, erfordern auch hinsichtlich ihrer Standsicherheit eine sehr sorgfältige und genaue Berechnung, worüber § 7 das Nähere enthält. Die nachstehenden Untersuchungen sollen auf einzelne Bauteile der Wehre beschränkt und nicht weiter ausgedehnt werden, als zur Erlangung einer Übersicht über die Gröfse der in den üblichen Fällen auftretenden Kräfte und über die Berechnungsweise erforderlich ist.

1. Berechnung eines Ständers. Unter Bezugnahme auf Fig. 18 sei $AB = l$ die Stützlänge des Ständers eines Schützenwehres, A der untere, B der obere Stützendruck, γ das Gewicht von 1 cbm Wasser und $b =$ Abstand von Mitte zu Mitte der beiderseitigen Schütztafeln. Der Wasserdruck ist an jeder Stelle gleich der Druckhöhe und senkrecht zur Fläche gerichtet; der Ständer ist als ein in A und B frei aufliegender und ungleichmäfsig belasteter Balken zu berechnen, die Belastungsfläche ist in der Figur dargestellt. Alle Abmessungen in Metern ausgedrückt, ist der ganze auf den Ständer wirkende Wasserdruck

Fig. 18.



$$D = \frac{\gamma b h}{2}(2a + h) \quad \ldots \ldots \quad 45.$$

und sein Moment für A als Drehpunkt ist

$$\mathfrak{M} = \gamma b \left[a h \frac{a}{2} + \frac{h^2}{2}\left(a + \frac{h}{3}\right)\right]$$

oder

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma b h}{6}\left[3a(a + h) + h^2\right] \quad \ldots \ldots \quad 46.$$

Der obere Stützendruck ist

$$B = \frac{\mathfrak{M}}{l} = \frac{\gamma\, b\, h}{6\, l}\, [3\, a\, (a + h) + h^2]\; \ldots\ldots\ldots \quad 47.$$

und der untere $A = D - B$.

In der Tiefe x unter dem Oberwasserspiegel ist das Biegungsmoment des Ständers, wenn $x < h$ ist,

$$M_x = B\, (m + x) - \gamma\, b\, \frac{x^2}{2} \cdot \frac{x}{3}.$$

Es sei ξ derjenige Wert von x, für welchen das Biegungsmoment am gröfsten wird, dann erhält man für ξ die Bedingungsgleichung, indem $\frac{d\,M}{d\,x} = 0$ gesetzt wird,

$$2\, B - \gamma\, b\, \xi^2 = 0$$

und hieraus in Verbindung mit der vorigen Gleichung das gröfste Biegungsmoment

$$M = B\left(m + \frac{2}{3}\,\xi\right), \;\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 48.$$

wo $\xi = \sqrt{\frac{2\,B}{\gamma\, b}}$ ist.

Wird $\xi > h$, so ist statt dieser Formel die folgende

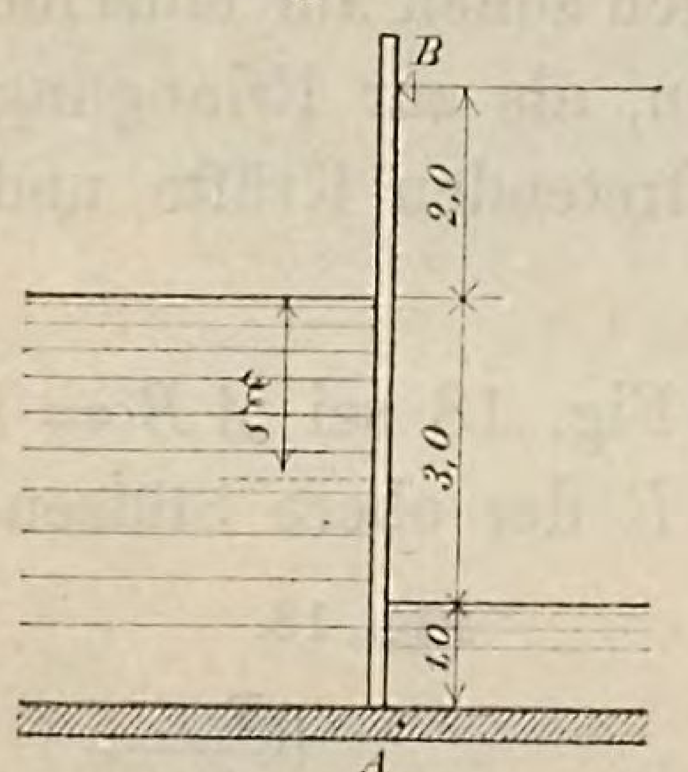
$$M = \frac{A^2}{2\,\gamma\, b\, h} = \frac{(D - B)^2}{2\,\gamma\, b\, h}\; \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 49.$$

anzuwenden, welche aus der Momentengleichung für den unteren Teil des Ständers, und zwar in gleicher Weise wie die vorigen aus derjenigen des oberen Teiles, erhalten wird.

Hiermit ist die Untersuchung beendigt, da Berechnungen des erforderlichen Ständerquerschnittes bezw. der Faserbeanspruchungen in die Festigkeitslehre gehören und hier als bekannt vorausgesetzt werden müssen.

Beispiel. Es sei $l = 6{,}0$; $a = 1{,}0$; $h = 3{,}0$ und $b = 1{,}5$ m, dann ist $m = l - (a + h) = 2{,}0$ m und wegen $\gamma = 1000$ kg

Fig. 19.



$$D = \frac{1000 \,.\, 1{,}5 \,.\, 3{,}0}{2}\, (2 \,.\, 1{,}0 + 3{,}0) = 11\,250 \text{ kg},$$

$$B = \frac{1000 \,.\, 1{,}5 \,.\, 3{,}0}{6 \,.\, 6{,}0}\, [3 \,.\, 1{,}0\, (1{,}0 + 3{,}0) + 3{,}0^2] = 2625 \text{ kg},$$

$$\xi = \sqrt{\frac{2 \,.\, 2625}{1000 \,.\, 1{,}5}} = 1{,}87 \text{ m},$$

also kleiner als h, und

$$M = 2625\left(2{,}0 + \frac{2}{3} \,.\, 1{,}87\right) = \text{rund } 8530 \text{ mkg}.$$

Ein Holzständer würde in diesem Falle nicht ausreichen; wählt man einen I-Träger, Normalprofil No. 38 mit einem Widerstandsmoment = 1274 in cm, so ist die gröfste Beanspruchung, welche in der Tiefe von 1,87 m unter dem Oberwasser stattfindet,

$$\sigma = \frac{8530 \,.\, 100}{1274} = \text{rund } 670\, \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}.$$ [4])

2. Berechnung eines Nadelwehres. Die einzelnen Wehrnadeln sind in gleicher Weise wie die Schützenständer zu berechnen; ein Unterschied findet nur insofern statt, als die Nadeln gewöhnlich etwas geneigt stehen. Ist α ihr Neigungswinkel gegen die Lotrechte, so lauten die Formeln (vergl. Fig. 20)

$$D = \frac{\gamma\, b\, h}{2 \cos\alpha}\, (2\, a + h)\; \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 50.$$

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma\, b\, h}{6 \cos^2\alpha}\, [3\, a\, (a + h) + h^2]\; \ldots\ldots\ldots \quad 51.$$

[4]) $\frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$ (an Stelle von kg f. d. qcm und dergleichen) ist eine in neuerer Zeit sich mehr und mehr einbürgernde zweckmäfsige Art der Bezeichnung.

$$B = \frac{\mathfrak{M}}{l} \text{ und } A = D - \frac{\mathfrak{M}}{l}, \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 52.$$

ferner $$M = \frac{B}{\cos\alpha}\left(m + \frac{2}{3}\xi\right) \text{ oder } = \frac{A^2}{2\gamma b h}, \quad \ldots \ldots \quad 53.$$

je nachdem $$\xi = \sqrt{\frac{2 B \cos\alpha}{\gamma b}} < h \text{ oder } > h \text{ ist.}$$

Fig. 20.

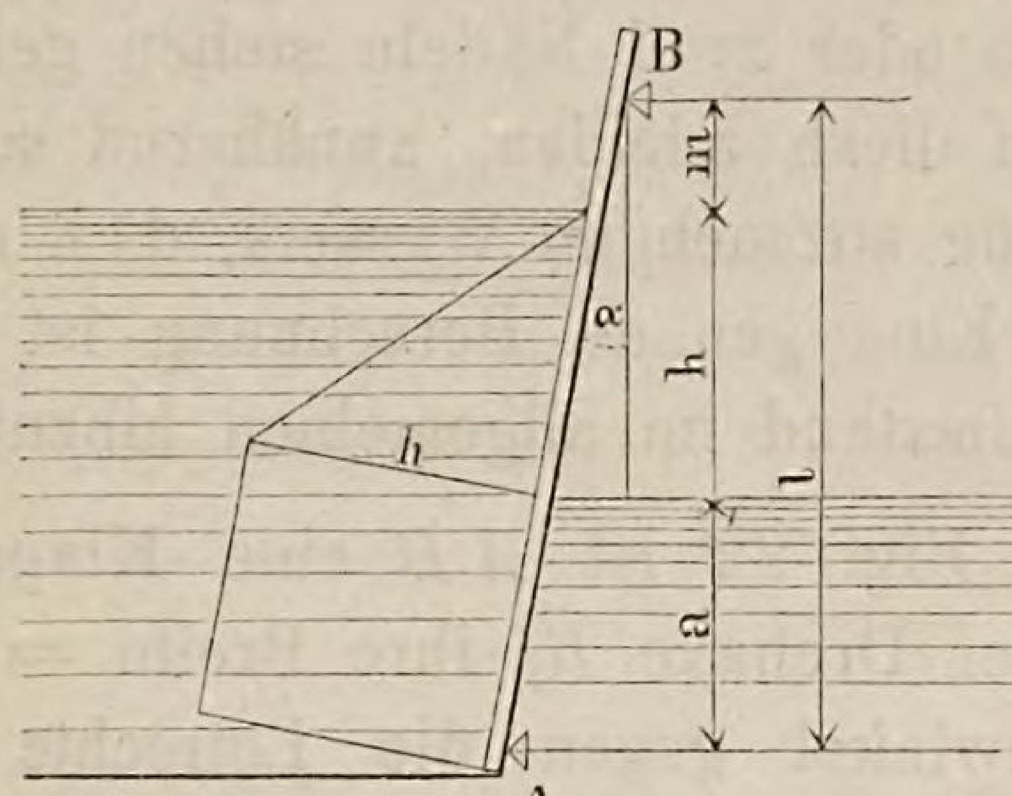
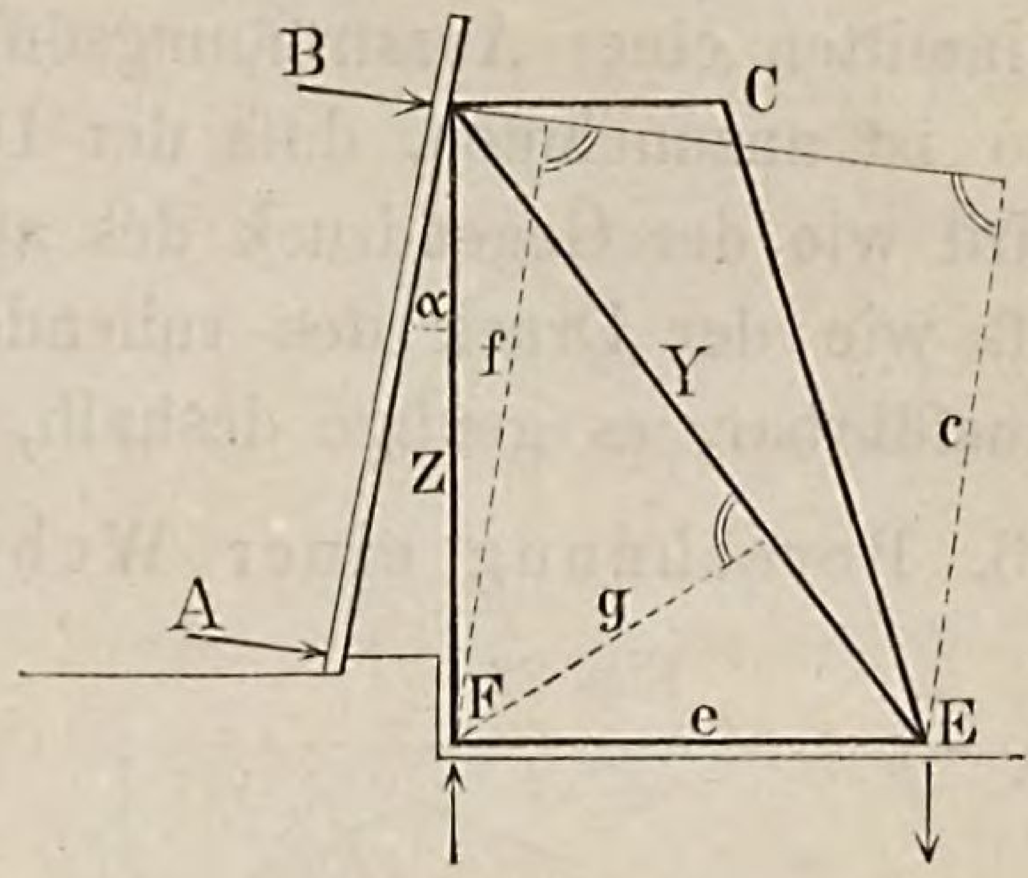


Fig. 21.



Die Breite b ist natürlich gleich der Breite der Nadel. Setzt man aber b gleich dem lichten Abstande der Wehrböcke voneinander, so bedeutet B den Druck, welcher durch die oberen Nadellehnen auf jeden Wehrbock übertragen wird. In Fig. 21 ist B die einzige angreifende Kraft, welcher der Wehrbock zu widerstehen hat. Sein Vorderständer BF wird auf Zug, die Strebe BE auf Druck beansprucht und die bezüglichen Kräfte, nämlich $Z = \frac{B \cdot c}{e}$ und $Y = \frac{Bf}{g}$ ergeben sich unmittelbar aus der Momentengleichung für E beziehungsweise F als Drehpunkt.

Beispiel. Die Höhenlage der Schwelle eines Nadelwehres sei = 0, die Stauhöhe = + 2,40, die obere Nadellehne auf + 2,60 und der niedrigste Stand des Unterwassers = + 0,30 m. Dann ist a = 0,30, h = 2,10 und m = 0,20 m. Es sei ferner die Stützlänge AB der Nadeln = 2,65 m, also $\cos\alpha = \frac{2,60}{2,65}$ = rund 0,98, $\cos^2\alpha$ = rund 0,96.

Für b = 1,0 m ist

$$D = \frac{1000 \cdot 2,10}{2 \cdot 0,98}(2 \cdot 0,30 + 2,10) = 2890 \text{ kg}$$

$$\mathfrak{M} = \frac{1000 \cdot 2,10}{6 \cdot 0,96}[3 \cdot 0,30\,(0,30 + 2,10) + 2,10^2] = 2390 \text{ mkg},$$

$$B = \frac{2390}{2,65} = 903 \text{ kg},$$

$$\xi = \sqrt{\frac{2 \cdot 903 \cdot 0,98}{1000}} = 1,33 \text{ m}.$$

Die Nadeln seien 8 cm breit und stark. Der obere Stützendruck einer Nadel ist dann

$$B = 0,08 \cdot 903 = \text{rund } 72 \text{ kg}$$

und das gröfste Biegungsmoment

$$M = \frac{72}{0,98}\left(0,20 + \frac{2}{3}\,1,33\right) = 80 \text{ mkg},$$

also die gröfste Beanspruchung, da das Widerstandsmoment des Nadelquerschnittes $\frac{8 \cdot 8^2}{6} = 85,4$ beträgt,

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{80 \cdot 100}{85,4} = \text{rund } 94 \frac{\text{kg}}{\text{qcm}}.$$

Die obere Nadellehne ist mit 903 kg auf 1 m Länge gleichmäfsig belastet.

Beim Abheben der Nadeln mufs der Stützendruck B überwunden werden. Wenn die Handhabe 0,50 m über der Nadellehne liegt, so ist der von dem Wärter auszuübende Druck

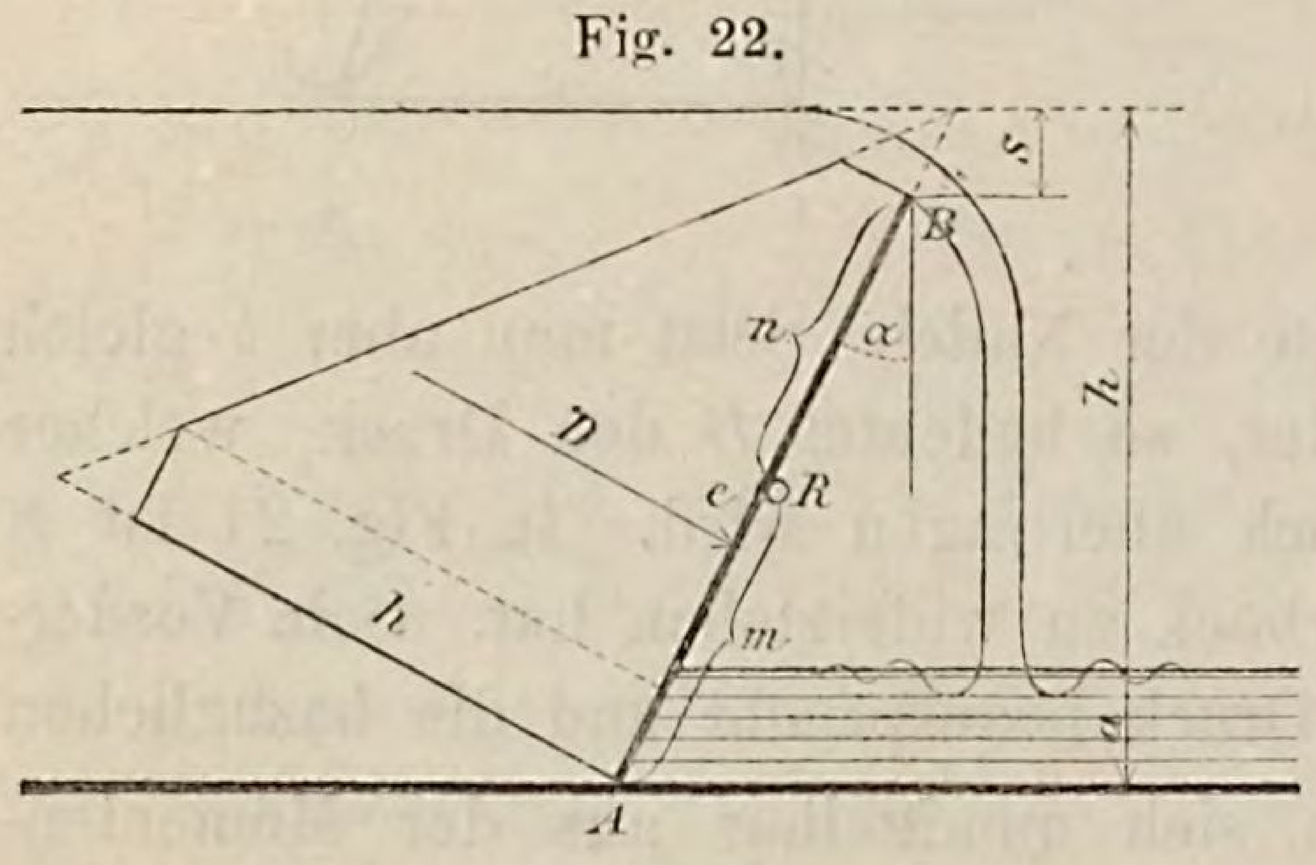
$$P = \frac{72 \cdot 2,65}{2,65 + 0,50} = 60,5 \text{ kg}.$$

In dem Vorstehenden ist nur der Druck des ruhenden Wassers in Betracht gezogen worden. Die Wehrnadeln können aber noch ungünstiger beansprucht werden, nämlich abgesehen von Wind und Wellenschlag dann, wenn durch das Ausheben einzelner

Nadeln Öffnungen entstanden sind, durch welche das Wasser hindurchströmt. Allerdings ist die Profilgeschwindigkeit des vor dem Wehre ankommenden Wassers, so lange die Stauhöhe noch nicht erheblich abgenommen hat, so gering, daſs die betreffende Geschwindigkeitshöhe und damit der Stoſsdruck unberücksichtigt gelassen werden kann. Es sind deshalb auch nicht sämtliche Nadeln, sondern nur diejenigen an den Lücken ungünstiger beansprucht. Hier entsteht aber eine groſse Geschwindigkeit, und das den Öffnungen zuströmende Wasser beansprucht die Wandungen stärker als das ruhende. Wenn inmitten einer Ausströmungsöffnung nur eine oder zwei Nadeln stehen geblieben sind, so ist anzunehmen, daſs der Druck, welchen diese erleiden, annähernd so groſs sein wird wie der Gegendruck des aus einer Öffnung strömenden Wassers, d. i. doppelt so groſs wie der Druck des ruhenden Wassers. Eine genaue Berechnung ist jedoch nicht ausführbar, es genüge deshalb, auf diesen Umstand im allgemeinen hinzuweisen.

3. Berechnung einer Wehrklappe. In Fig. 22 ist AB eine Klappe mit wagrechter Drehaxe R, ihre Breite $= b$, ihr Neigungswinkel gegen die Lotrechte $= \alpha$, ferner,

Fig. 22.



$m = AR =$ Länge des unteren und

$n = RB =$ Länge des oberen Klappenarmes.

Der ganze Wasserdruck auf die Klappe ist

$$D = \frac{\gamma b}{2 \cos \alpha} [(a + h)^2 - a^2 - s^2] \quad . \quad 54.$$

und sein Moment für A als Drehpunkt

$$\mathfrak{M} = \frac{\gamma b}{6 \cos^2 \alpha} ((a + h)^3 - a^3 - s^2 [3 (a + h) - 2 s]) \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 55.$$

Sei e der Hebelarm der Mittelkraft D in Bezug auf die Drehaxe R und zwar positiv oder negativ, je nachdem D unter oder über R angreift, so ist $D (m - e) = \mathfrak{M}$, also

$$e = m - \frac{\mathfrak{M}}{D} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 56.$$

Wenn e positiv ist, so lehnt sich die Klappe unten gegen den Wehrrücken und es ist der Stützendruck

$$A = \frac{De}{m} = D - \frac{\mathfrak{M}}{m} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \quad 57.$$

Bei $e = 0$ befindet sich die Klappe im Gleichgewicht und bei negativem e hebt sie sich von der Wehrschwelle ab, wodurch die Durchfluſsöffnung frei wird. Soll das selbstthätige Öffnen vermieden werden, so darf demnach e selbst bei dem höchsten Stande des Unterwassers nicht negativ werden.

Die Drehaxe hat den senkrecht zu AB gerichteten Druck

$$R = \frac{\mathfrak{M}}{m}$$

aufzunehmen. Das zum Öffnen der geschlossenen Klappe erforderliche Kraftmoment ist $= A \cdot m$.

Der obere Klappenarm ist als ein bei R eingespannter und am anderen Ende frei schwebender Balken zu berechnen. Das Biegungsmoment ist am gröſsten bei R und zwar ist dasselbe

$$M = \frac{\gamma b}{6} (n \cos \alpha + s) \left(n + \frac{s}{\cos \alpha}\right)^2 - \frac{\gamma b s^2}{2 \cos \alpha} \left(n + \frac{1}{3} \frac{s}{\cos \alpha}\right)$$

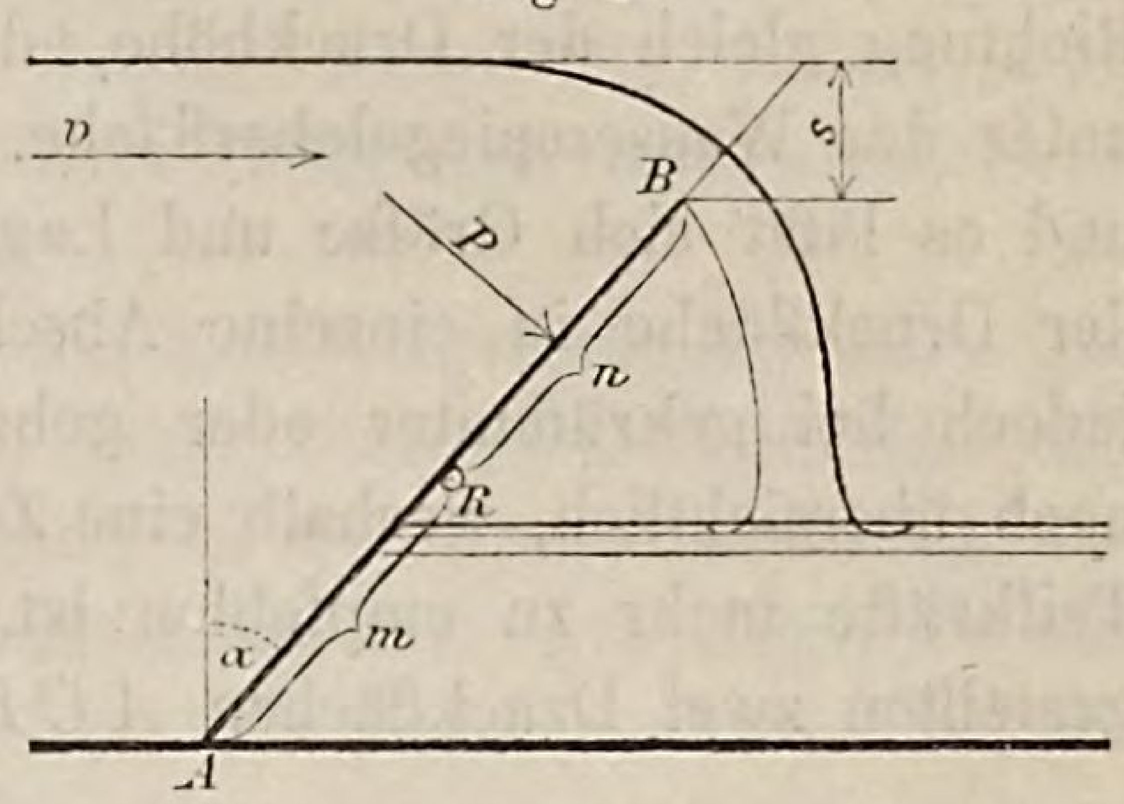
oder

$$M = \frac{\gamma b}{6 \cos^2 \alpha} [(n \cos \alpha + s)^3 - s^2 (3 n \cos \alpha + s)] . \quad . \; . \; . \; . \; . \quad 58.$$

In dieser Formel ist der Gegendruck des Unterwassers, sofern das letztere überhaupt bis über die Drehaxe reichen sollte, unberücksichtigt gelassen.

Der untere Klappenarm ist bei R eingespannt und am unteren Ende wirkt der durch Formel 57 ausgedrückte Auflagerdruck A. Das gröfste Biegungsmoment liegt bei der Drehaxe und wird durch Formel 58 ausgedrückt.

Fig. 23.



Die Wehrklappen werden bisweilen kräftig überströmt und alsdann ist noch der Stofsdruck des Wassers der vorstehend behandelten Inanspruchnahme durch den Druck des ruhenden Wassers hinzuzufügen.

Sei v die Strömungsgeschwindigkeit des Wassers und k ein Erfahrungswert, dann ist der in senkrechter Richtung zu der Fläche F auf dieselbe wirkende Stofsdruck

$$P = k \gamma F \,.\, \frac{v^2 \,.\, cos^2 \alpha}{g}.$$

Die Geschwindigkeit v ist nicht für alle Teile der Klappe gleich grofs, sondern in der Nähe der oberen Kante gröfser als unten. Für den oberen Klappenarm kann man annähernd

$$v = \sqrt{2 g s}$$

setzen, dann ist der auf ihn entfallende Stofsdruck

$$P = k \gamma b n \,.\, \frac{v^2 \,.\, cos^2 \alpha}{g} = 2 k \gamma b n s \,.\, cos^2 \alpha$$

und der Hebelarm seiner Mittelkraft ist in Bezug auf die Drehaxe $= \frac{n}{2}$. Das Biegungsmoment der Klappe wird mithin durch den Stofsdruck des Wassers um

$$M' = P \frac{n}{2} = k \gamma s \,.\, b n^2 cos^2 \alpha \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 59.$$

vergröfsert.

Der Erfahrungswert k ist im Mittel etwa $= 0{,}75$ anzunehmen. Dafs der Stofsdruck des Wassers bei der Festigkeitsberechnung der Klappe nicht unberücksichtigt bleiben darf, ist am besten aus dem folgenden Zahlenbeispiel zu erkennen.

Beispiel. Die Breite einer Wehrklappe sei $= 1{,}20$ m, ihre Länge $AB = 3{,}0$ m, die Länge des unteren und des oberen Klappenarmes $m = 1{,}40$ und $n = 1{,}60$ m. Die Höhe des Oberwassers über der Wehrschwelle sei $a + h = 3{,}20$ m und die Höhe des Unterwassers $a = 1{,}50$ m, ferner $cos \alpha = 0{,}80$.

Dann ist

$$(m + n) \, cos \alpha = 2{,}40 \text{ m, also } s = 3{,}20 - 2{,}40 = 0{,}80 \text{ m.}$$

Man erhält:

$$D = \frac{1000 \,.\, 1{,}20}{2 \,.\, 0{,}80} [3{,}2^2 - 1{,}5^2 - 0{,}8^2] = \text{rund } 5510 \text{ kg},$$

$$\mathfrak{M} = \frac{1000 \,.\, 1{,}20}{6 \,.\, 0{,}80^2} [3{,}2^3 - 1{,}5^3 - 0{,}8^2 (3 \,.\, 3{,}2 - 2 \,.\, 0{,}8)] = 7600 \text{ mkg},$$

$$e = 1{,}40 - \frac{7600}{5510} = + \, 0{,}02 \text{ m.}$$

Die Klappe wird durch den Wasserdruck noch aufrecht erhalten, jedoch ist der Überdruck nur gering und sie öffnet sich, wie einige Versuchsrechnungen erkennen lassen, wenn bei unveränderter Höhe des Oberwassers das Unterwasser noch um etwa 0,13 m steigt.

Der Auflagerdruck A ist

$$A = 5510 - \frac{7600}{1{,}40} = \text{rund } 90 \text{ kg}$$

und es genügt ein bei A angreifender Zug von 90 kg oder ein Kraftmoment $= 90 \,.\, 1{,}40 = 126$ mkg, um die Klappe zu öffnen.

Das gröfste Biegungsmoment der Klappe durch den Druck des ruhenden Wassers ist

$$M = \frac{1000 \,.\, 1{,}2}{6 \,.\, 0{,}8^2} [(1{,}60 \,.\, 0{,}80 + 0{,}80)^3 - 0{,}80^2 (3 \,.\, 1{,}60 \,.\, 0{,}80 + 0{,}80)]$$

$$= \frac{1200}{3{,}84} [9{,}00 - 2{,}96] = 1890 \text{ mkg}$$

und der Stofsdruck des Wassers verursacht nach Formel 59 ein Biegungsmoment

$$M' = 0{,}75 \,.\, 1000 \,.\, 0{,}80 \,.\, 1{,}2 \,.\, 1{,}6^2 \,.\, 0{,}80^2 = \text{rund } 1180 \text{ mkg}.$$

Das ganze Biegungsmoment, welchem die Klappe zu widerstehen hat, ist daher

$$1890 + 1180 = 3070 \text{ mkg}.$$

4. **Wasserdruck gegen eine Mauer.** Der gegen die Vorderfläche der Mauer wirkende Wasserdruck ist an jeder Stelle senkrecht zur Fläche gerichtet und in dieser Richtung gleich der Druckhöhe, d. i. gleich der lotrechten Tiefe des Flächenteilchens unter der Wasserspiegeloberfläche. Dies giebt die in Fig. 24 dargestellte Druckfläche und es läfst sich Gröfse und Lage der Mittelkraft des Wasserdrucks durch Zerlegung der Druckfläche in einzelne Abschnitte näherungsweise ermitteln. Dies Verfahren ist jedoch bei gekrümmter oder gebrochener Vorderfläche der Mauer weder ganz genau noch übersichtlich, weshalb eine Zerlegung des Wasserdrucks in wagrechte und lotrechte Teilkräfte mehr zu empfehlen ist. In solcher Weise erhält man die in Fig. 25 dargestellten zwei Druckflächen $A\,C\,E$ und $A\,B\,C$.

Fig. 24.

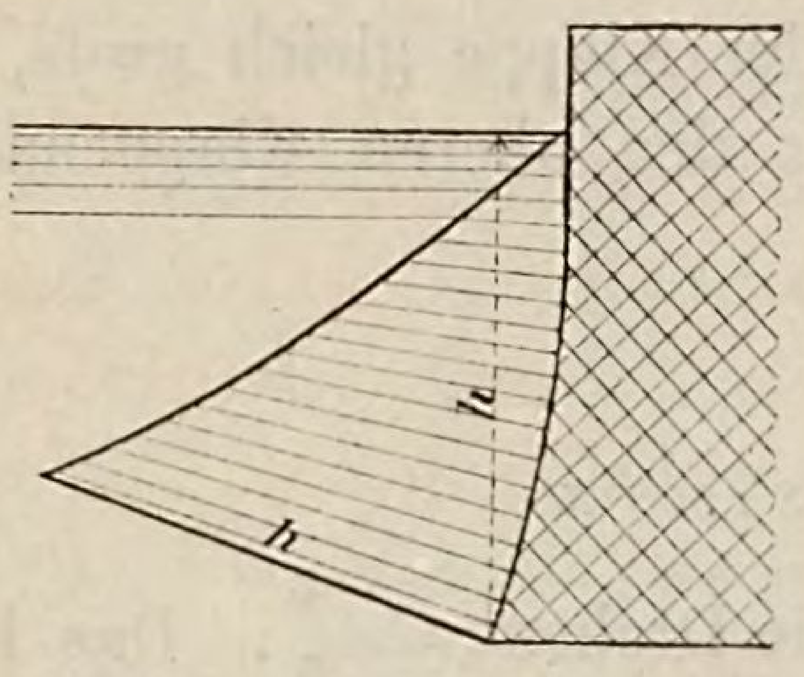
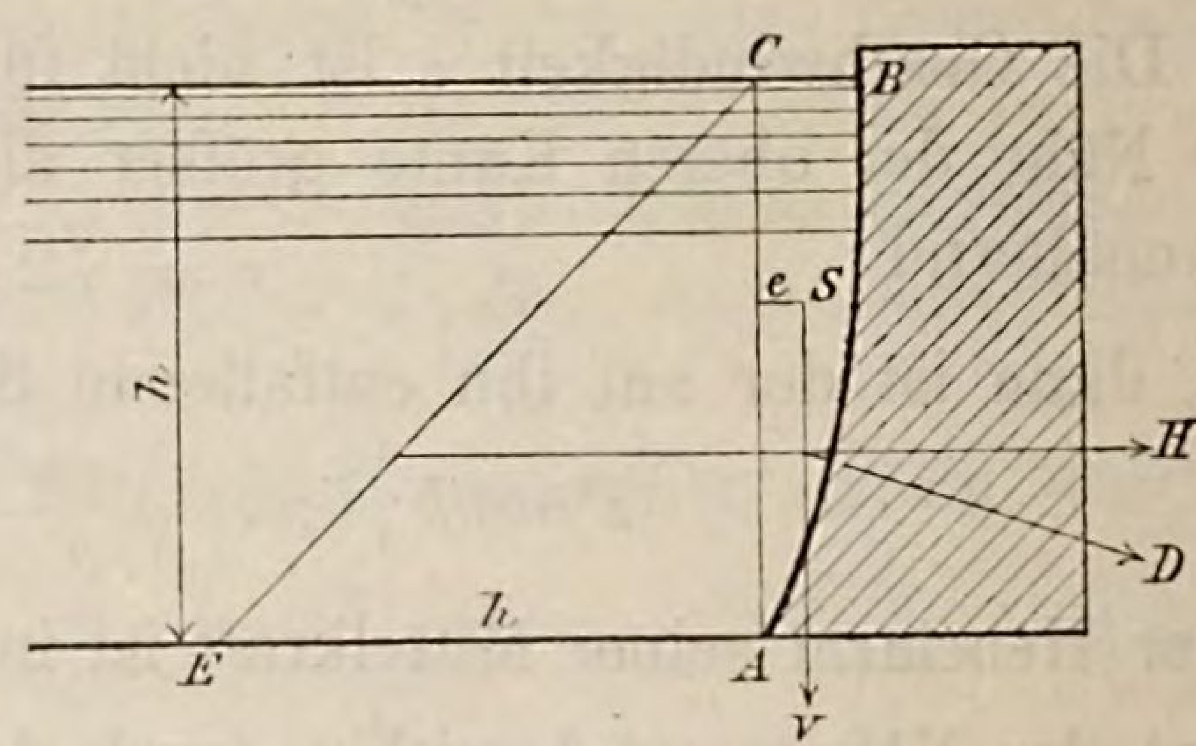


Fig. 25.



Der wagrechte Druck H wird durch das Dreieck $A\,C\,E$ und der lotrechte Druck V durch die Fläche $A\,B\,C$ veranschaulicht. Auf einen durch zwei lotrechte Schnittebenen begrenzten Mauerstreifen von der Breite $= b$ kommt der wagrechte Seitendruck

$$H = \gamma\, b\, \frac{h^2}{2},$$

dessen Mittelkraft um $\frac{h}{3}$ über A liegt, und der lotrechte Seitendruck

$$V = \gamma\, b\, F_0,$$

dessen Mittelkraft durch den Schwerpunkt S der Fläche $A\,B\,C$ geht. F_0 ist der Inhalt dieser Fläche und e der Abstand der Schwerlinie von $A\,C$. Der ganze Wasserdruck ist

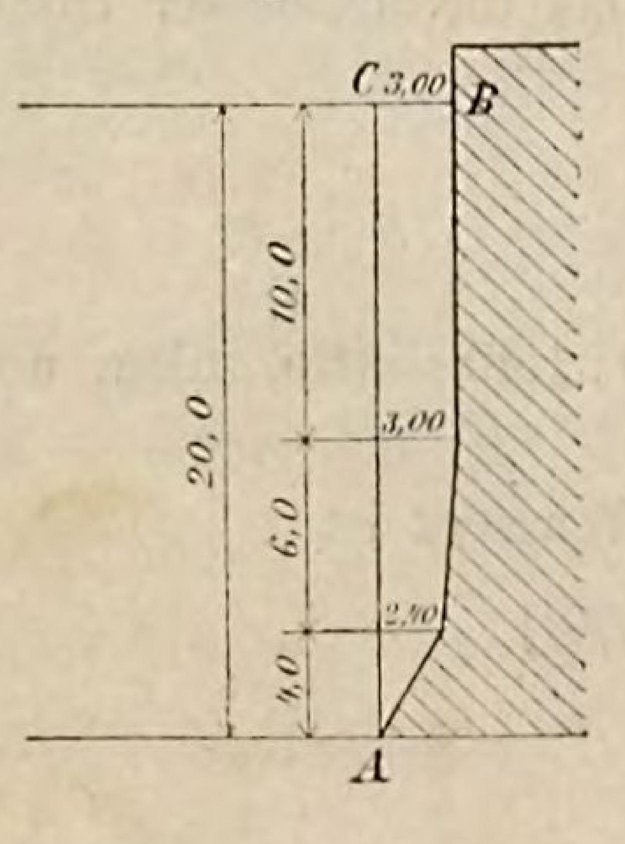
$$D = \sqrt{H^2 + V^2}$$

und seine Mittelkraft geht durch den Schnittpunkt von H und V. Sein Moment ist in Bezug auf A

$$\mathfrak{M} = \frac{H\,.\,h}{3} + V e = \gamma\, b\,.\left[\frac{h^3}{6} + F_0\,.\,e\right]. \quad \ldots\ldots\ldots \quad 60.$$

Beispiel. Die vordere Begrenzungskurve der Mauer sei die in Fig. 26 dargestellte gebrochene Linie, die Breite $b = 1{,}0$ m. Durch Zerlegung der Fläche $A\,B\,C$ in Rechtecke und Dreiecke erhält man

Fig. 26.



$$F_0 = 3{,}0 \,.\, 10{,}0 + 2{,}40 \,.\, 6{,}0 + \frac{0{,}60 \,.\, 6{,}0}{2} + \frac{2{,}40 \,.\, 4{,}0}{2}$$

$$= 30{,}0 + 14{,}4 + 1{,}8 + 4{,}8 = 51{,}0 \text{ qm},$$

$$F_0 \,.\, e = 30{,}0 \,.\, \frac{3{,}0}{2} + 14{,}4 \,.\, \frac{2{,}40}{2} + 1{,}8 \left(2{,}40 + \frac{0{,}60}{3}\right)$$

$$+ 4{,}8 \,.\, \frac{2{,}40}{3} = 70{,}80,$$

$$H = \frac{20^2}{2} = 200 \text{ t},$$

$$V = 51{,}0 \text{ t},$$

und das Moment des Wasserdrucks für A als Drehpunkt ist nach Formel 60:

$$\mathfrak{M} = \frac{8000}{6} + 70{,}80 = 1333{,}3 + 70{,}8 = 1404{,}1 \text{ tm}.$$

§ 6. Feste Wehre. In der Bauart der festen Wehre findet sich eine grofse Mannigfaltigkeit sowohl hinsichtlich der Baustoffe, als der Form des Querprofils. Es giebt Wehre, welche nach Art der Buhnen nur aus aufeinander geschichteten Steinen oder aus Strauchpackungen bestehen. Hierbei ist der Wehrkörper wasserdurchlässig, was indessen für das Wehr nicht in allen Fällen nachteilig ist, sodafs diese höchst einfache Konstruktion für Anlagen von geringer Bedeutung, zumal wenn sie nicht dauernd bestehen bleiben sollen, bisweilen zweckmäfsig sein kann. Wenn das Wasser viele Sinkstoffe mit sich führt, so pflegen diese die vorhandenen Hohlräume bald auszufüllen, wodurch die Durchsickerung allmählich geringer wird.

Häufig besteht die Hauptmasse des Erdkörpers nur aus festgestampfter Erde und dies ist durchaus unbedenklich, bisweilen sehr zweckmäfsig, sofern der Erdkörper eine widerstandsfähige Bekleidung erhält. Überhaupt kommt es bei der Konstruktion der festen Wehre in erster Linie darauf an, dem Wasserdrucke und den Angriffen des strömenden Wassers Widerstand zu leisten, was je nach der Bodenbeschaffenheit und den sonstigen örtlichen Verhältnissen in sehr verschiedenartiger Bauweise und Gestaltung zu erreichen ist. Nach der Gestalt des Querprofils unterscheidet man namentlich Wehre mit senkrechtem, stufenartigem und geneigtem Abfall- oder Abschufsboden.

Die Stärke des Wehrkörpers, in der Stromrichtung gemessen, mufs selbstverständlich so grofs sein, dafs genügende Standsicherheit gegen Umkippen durch den Druck und Stofs des Wassers vorhanden ist. Aber diese Bedingung ist nur ausnahmsweise für die Bemessung der unteren Querschnittsbreite ausschlaggebend, weil daneben noch die Sicherheit gegen Unterwaschung in Betracht kommt und die Breite mit Rücksicht hierauf nicht zu gering sein darf. Namentlich bei durchlässigem Untergrunde verdient der letzte Umstand sorgfältige Berücksichtigung. Es bilden sich dann leicht Wasseradern unter dem Wehrkörper und an den Seiten, welche den beweglichen Boden mit sich fortreifsen und den Einsturz des Wehres herbeiführen können. Dieser Gefahr wird bei reichlicher Querschnittsbreite mit geringwertigen Baustoffen im allgemeinen sicherer begegnet als durch einen nur mit Rücksicht auf Standsicherheit konstruierten Mauerwerkskörper.

Für die Wahl der Gründungsart und der Fundamenttiefe kommt ebenfalls die Rücksicht auf Verhütung der Unterströmung vorzugsweise in Betracht, da die Belastung des Bodens durch den Wehrkörper gewöhnlich nur unbedeutend ist. Bei durchlässigen Bodenarten sind Spundwände das geeignetste Mittel, um der Bildung von Wasseradern zwischen Ober- und Unterwasser vorzubeugen. Bei der Gründung auf Fels, Thon und sonstigem undurchlässigen Boden erreicht man den gleichen Zweck dadurch, dafs die Grundfläche im Querschnitte absatzförmig mit einigen tiefer hinabreichenden Bauteilen angelegt wird.

Jedes Wehr mufs einen sicheren Anschlufs an die Ufer erhalten: Wangen oder Uferwände. Dieselben sind wegen des starken Angriffes, welchem sie ausgesetzt sind, am besten massiv zu erbauen und ihre Flügel müssen zum Schutze gegen seitliche Hinterströmung tief in die Ufer eingreifen. Gewöhnlich werden die Wangen als Leitwände so angelegt, dafs sie sich von dem Wehrrücken ab sowohl auf- als abwärts dem Ufer allmählich nähern, wodurch der Wasserabflufs begünstigt wird.

Dem gleichen Zwecke der Beförderung des Wasserabflusses entspricht es, wenn der Wehrkörper, wie allgemein üblich, in der Stromrichtung einen ansteigenden Vorboden und einen abwärts geneigten Abfallboden erhält. Durch die Abschrägung des Vorbodens wird gleichzeitig die Abführung des Eises erleichtert. Wenn der Vorboden jedoch sehr lang und flach ist, so entsteht bei Frost leicht eine Anhäufung von Eis auf demselben.

Die Krone ist von großer Bedeutung für das Wehr und muſs sehr dauerhaft sein, damit sie den Angriffen der Strömung und des Eises widersteht und ihre Höhenlage, von welcher die Stauhöhe abhängt, unverändert beibehält. Sie liegt bei hölzernen Wehren stets und bei steinernen meist wagrecht; es ist aber bei letzteren eine geringe Senkung ihrer Mitte keineswegs unzweckmäſsig. Bei hölzernen Wehren wird die Krone stets durch einen starken Balken, den Fachbaum, gebildet. Die Krone massiver Wehre ist im Querschnitt meistens gekrümmt und zwar sucht man den Krümmungshalbmesser thunlichst klein zu machen, um an Mauerwerk zu sparen. Man muſs ihn jedoch so groſs wählen, daſs ein Abstoſsen oder Ausheben der einzelnen Steine nicht zu besorgen ist.

Von besonderer Bedeutung ist der Hinter- oder Abschuſsboden, denn seine Form beeinfluſst die Bewegung des Wassers zunächst unterhalb des Wehres. Ist der Abschuſsboden bis in das Unterwasser sanft geneigt, so wird das Wasser in einer regelmäſsigen Strömung über das Wehr geführt und dieses selber ist keinem starken Angriffe ausgesetzt. Aber das Wasser tritt dann mit groſser Geschwindigkeit in das Fluſsbett und es entstehen daselbst sehr starke innere Bewegungen und Wirbel, welche zu Auskolkungen und Uferabbrüchen Veranlassung geben. Wenn der Abschuſsboden dagegen sehr steil oder gar lotrecht oder stufenförmig abfällt, so zerstört sich die lebendige Kraft des Wassers schon beim Abstürzen auf die Sturzböden. Diese sind dann freilich einem starken Angriffe ausgesetzt und müssen fest konstruiert sein, auch sind die Angriffe auf Sohle und Ufer, besonders in der Nähe des Sturzbodens der Sohle, sehr groſs, weiter unterhalb flieſst aber das Wasser um so ruhiger ab.

Der Wassersturz veranlaſst bei steilem Abschuſsboden zwei deutlich zu unterscheidende Rückströmungen, deren erste sich mehr an der Oberfläche vollzieht und die Ufer angreift, während die andere vorzugsweise nach unten gekehrt ist und ihre Angriffe gegen die Sohle richtet. Der Vorgang ist in Fig. 27 u. 28 veranschaulicht. Die obere Rückströmung verliert an Stärke, wenn bei hohem Wasserstande die Stauhöhe kleiner wird, und da sie mehr als die untere ins Auge fällt, so hat es den Anschein, als ob die Angriffe bei Hochwasser überhaupt geringer würden. Das ist jedoch keineswegs der Fall, vielmehr wird alsdann die an und für sich gefährlichere untere Rückströmung um so stärker. Dementsprechend treten die tiefsten Auskolkungen bei Hochwasser ein und es steht damit die Thatsache im Einklange, daſs die zahlreichen Einstürze von Wehren fast durchweg durch Unterwaschung entstanden sind und bei Hochwasser stattgefunden haben.

Fig. 27.

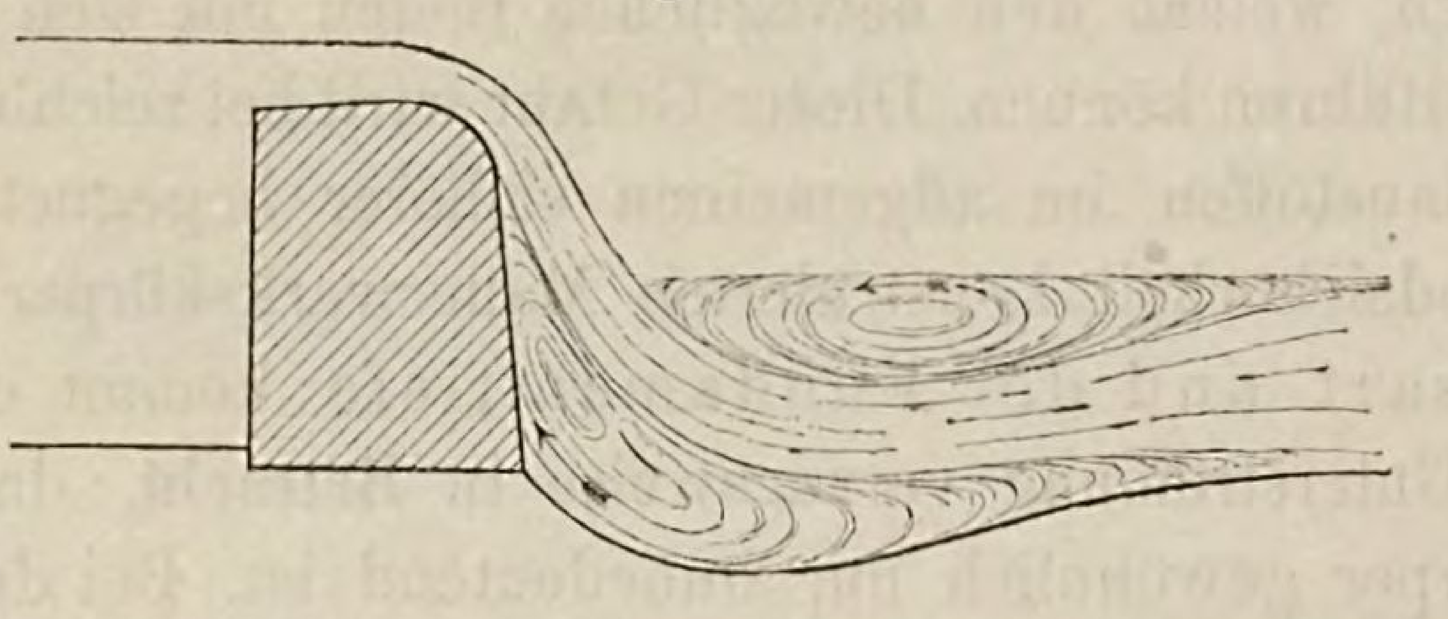
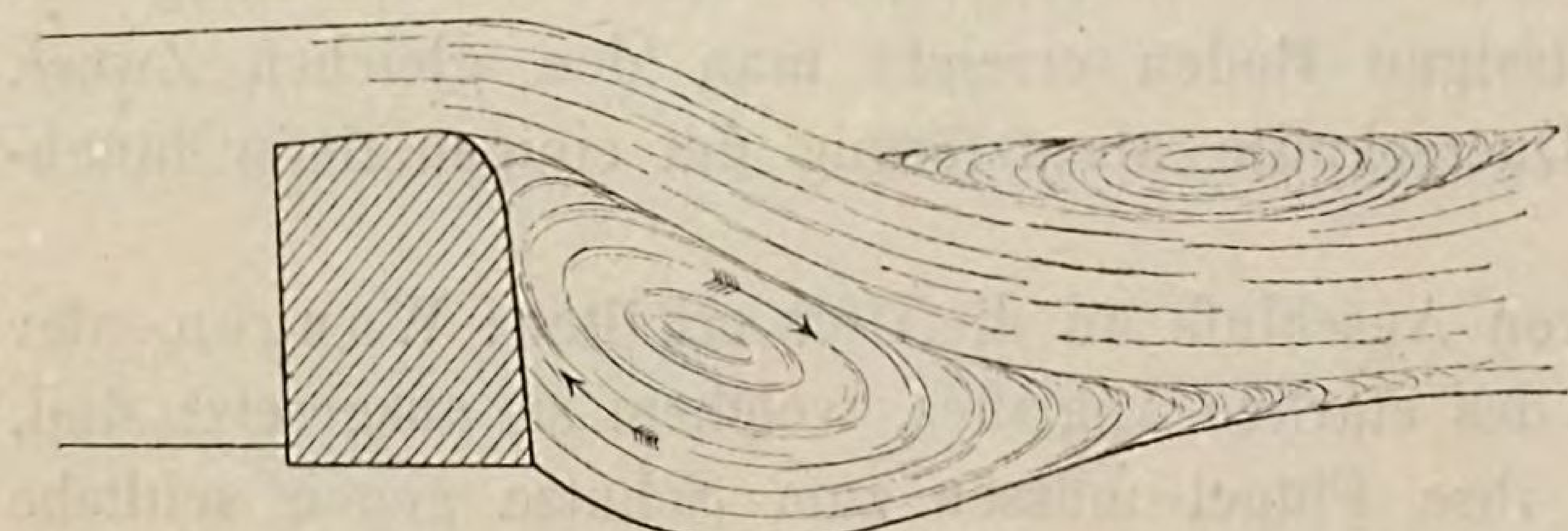


Fig. 28.

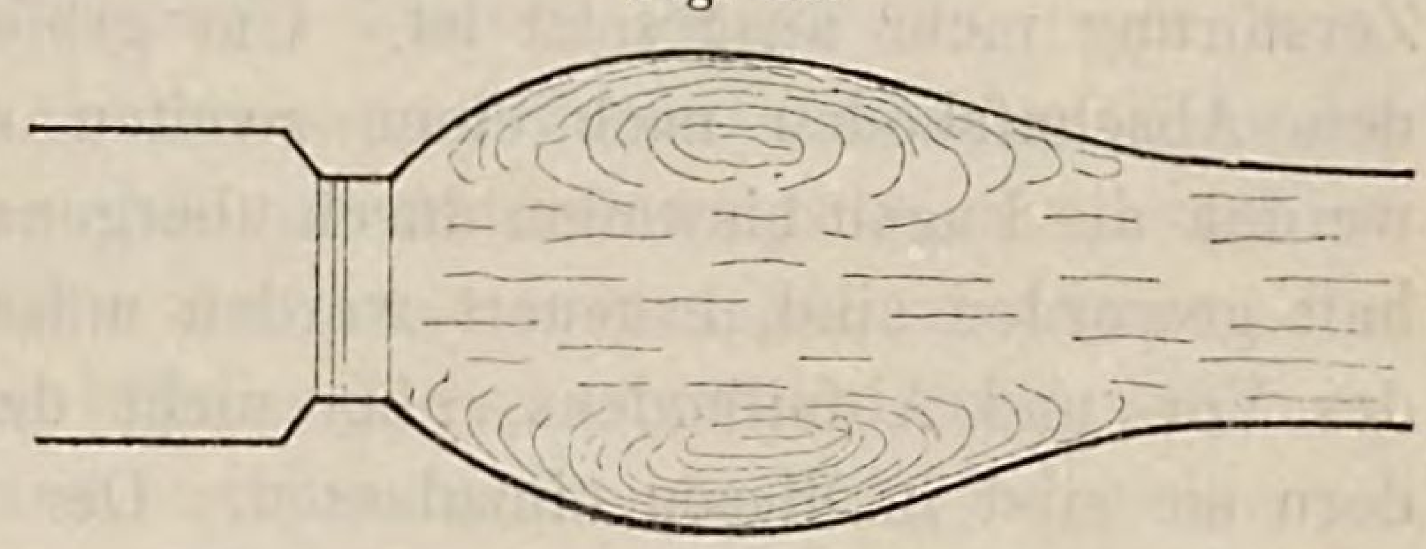


Wenn der Abschuſsboden sanft geneigt ist, so verschwindet die untere Wirbelbewegung, die Gefahr der Auskolkungen dicht unterhalb des Wehres nimmt ab, aber das Fluſsbett wird durch die groſse Geschwindigkeit des Wassers auf eine lange Strecke stark angegriffen. Deshalb bedarf jedes Wehr eines Sturzbettes zur Sicherung der

Sohle gegen Auskolkungen, ebenso ist stets eine Deckung der Ufer erforderlich, um deren Abbruch zu verhüten. Das Sturzbett mufs widerstandsfähig sein und sich ausreichend weit, häufig 15 bis 20 m und darüber flufsabwärts erstrecken. Es besteht vielfach aus blofser Steinschüttung, welche aber bald versinkt und in der ersten Zeit viele Nachschüttungen erfordert, weshalb es zweckmäfsig ist, der Schüttung eine Unterlage von Packwerk oder Sinkstücken zu geben. Eine Abpflasterung ist weniger empfehlenswert als eine rohe Überschüttung mit grofsen Blöcken, denn die rauhe Oberfläche befördert die Zerstörung der lebendigen Kraft des Wassers. Die Steine dürfen nicht zu klein sein, da sie einem starken Anpralle des Wassers zu widerstehen haben. Je gröfser der Wassersturz und die Menge des überstürzenden Wassers ist, desto gröfsere Abmessungen sollten die einzelnen Steine erhalten. Empfehlenswert ist ferner eine tiefe Lage des Sturzbettes unter dem Unterwasser, insbesondere bei steilem Abschufsboden, weil die Angriffe des überstürzenden Wassers auf den Boden durch eine denselben überdeckende Wasserschicht sehr ermäfsigt werden.

Den Uferabbrüchen wird am sichersten vorgebeugt, wenn man das Unterwasserbett von vorne herein in der durch Fig. 29 veranschaulichten Weise verbreitert und damit denjenigen Zustand herstellt, welcher sich an solchen Stauanlagen, bei denen die Ufer nicht gehörig gedeckt sind, mit der Zeit von selber auszubilden pflegt. Namentlich in kleinen Wasserläufen findet sich solch ein Sturzkolk fast bei jeder Stauanlage. Allerdings werden die örtlichen Verhältnisse nicht immer eine erhebliche Verbreiterung des Flufsbettes zulassen, aber eine mäfsige Ausbuchtung ist doch in der Regel durchführbar und man sollte dieselbe nicht anzulegen versäumen, weil die unvermeidlichen Rückströmungen sich alsdann besser ausbilden können und die Angriffe des Wassers auf das Ufer und die Sohle ermäfsigt werden.

Fig. 29.



Nach vorstehender allgemeiner Behandlung der festen Wehre sollen nunmehr die verschiedenen Bauarten derselben kurz erörtert werden.

1. Hölzerne Wehre. Für solche kleine Grundwehre, welche nicht wasserdicht zu sein brauchen, genügt eine Pfahl- oder eine Spundwand entweder für sich allein, oder in Verbindung mit Steinwurf (Figur 1, Tafel VIII) oder Senkfaschinen behufs Sicherung der Flufssohle gegen Ausspülen. Für Überfallwehre kann unter günstigen Umständen ebenfalls eine Spundwand genügen, meist sind jedoch 2 bis 3 Spundwände, zwischen denen sich der Wehrboden befindet, vorhanden, s. F. 2, 3 u. 4, T. VIII. Die Spundwände an sich geben aber keinen wasserdichten Abschlufs; der eigentliche Körper der gröfseren hölzernen Wehre besteht deshalb aus Erde, welche seitwärts durch Spundwände und oben durch einen Bohlenboden gegen Fortspülung gesichert wird. Der Rücken der Wehre mit geneigtem Abschufsboden besteht aus einem Fachbaume, welcher auf einer Spundwand ruht (F. 5, T. VIII), daran schliefst sich aufwärts der Vorboden und abwärts der Abfallboden, beide durch Spundwände begrenzt. Der Raum unter dem Vorboden wird stets, meist auch der unter dem Abschufsboden mit Thon ausgefüllt, welcher den wasserdichten Abschlufs bilden soll und fest einzustampfen ist. Der Thonkern mufs bis unter die Sohle des Flufsbettes und seitlich ebenso wie die Spundwände bis in die Ufer hineinreichen.

Die Fachbäume der drei Spundwände werden vielfach noch durch daneben gestellte Pfähle unterstützt. Zur sicheren Unterstützung des Bohlenbelages sind ferner Grundbalken, welche auf eingerammten Pfählen ruhen, erforderlich. Die Grundbalken werden gleichlaufend mit den Spundwänden in durchschnittlich 1,30 m Abstand von Mitte zu Mitte angeordnet, der Abstand der Pfähle beträgt 1,50 bis 2,0 m. Da das in das Wehr eindringende Wasser die Holzteile angreift und die Zapfen dadurch an Haltbarkeit verlieren, stellt man die Pfähle nicht wie bei dem Pfahlroste in gerade Linien, sondern man läfst sie abwechselnd von der einen und von der anderen Seite vor die Grundbalken vortreten und versieht sie mit Blattzapfen, mit welchen die Grundbalken durch starke Nägel oder Bolzen zu verbinden sind.

Der Vorboden braucht nur eine geringe Neigung zu erhalten und stromaufwärts soweit hinabzureichen, dafs die herüber treibenden Eisschollen nicht gegen den vorderen Rand anstofsen. Der Abschufsboden reicht dagegen meistens bis unter den niedrigsten Stand des Unterwassers und seine Neigung entspricht gewöhnlich der sechsfachen bis dreifachen Anlage. Beide Böden erhalten einen Belag aus 8 bis 10 cm starken Bohlen, welche gefugt und möglichst dicht schliefsend auf die Grundbalken aufgenagelt werden. Eine Spundung ist nicht zu empfehlen, weil das Holz, wenn es geschwächt wird, der Zerstörung mehr ausgesetzt ist. Um gröfsere Dichtigkeit zu erzielen, giebt man wohl dem Abschufsboden noch einen zweiten und zwar einen eichenen Bohlenbelag, auch werden die Fugen bisweilen durch übergenagelte Latten bedeckt, welche, wenn sie schadhaft geworden sind, erneuert werden müssen. Die Bohlen dürfen wohl die Fachbäume des Vor- und Abfallbodens, aber nicht den mittleren Hauptfachbaum überdecken, sondern sie sind in diesen einzulassen. Der Grund liegt darin, dafs der Hauptfachbaum die genaue Höhe des Wehrrückens bezeichnet, weshalb es nicht zulässig ist, ihn durch irgend welche leicht abzuändernde Verkleidung zu erhöhen.

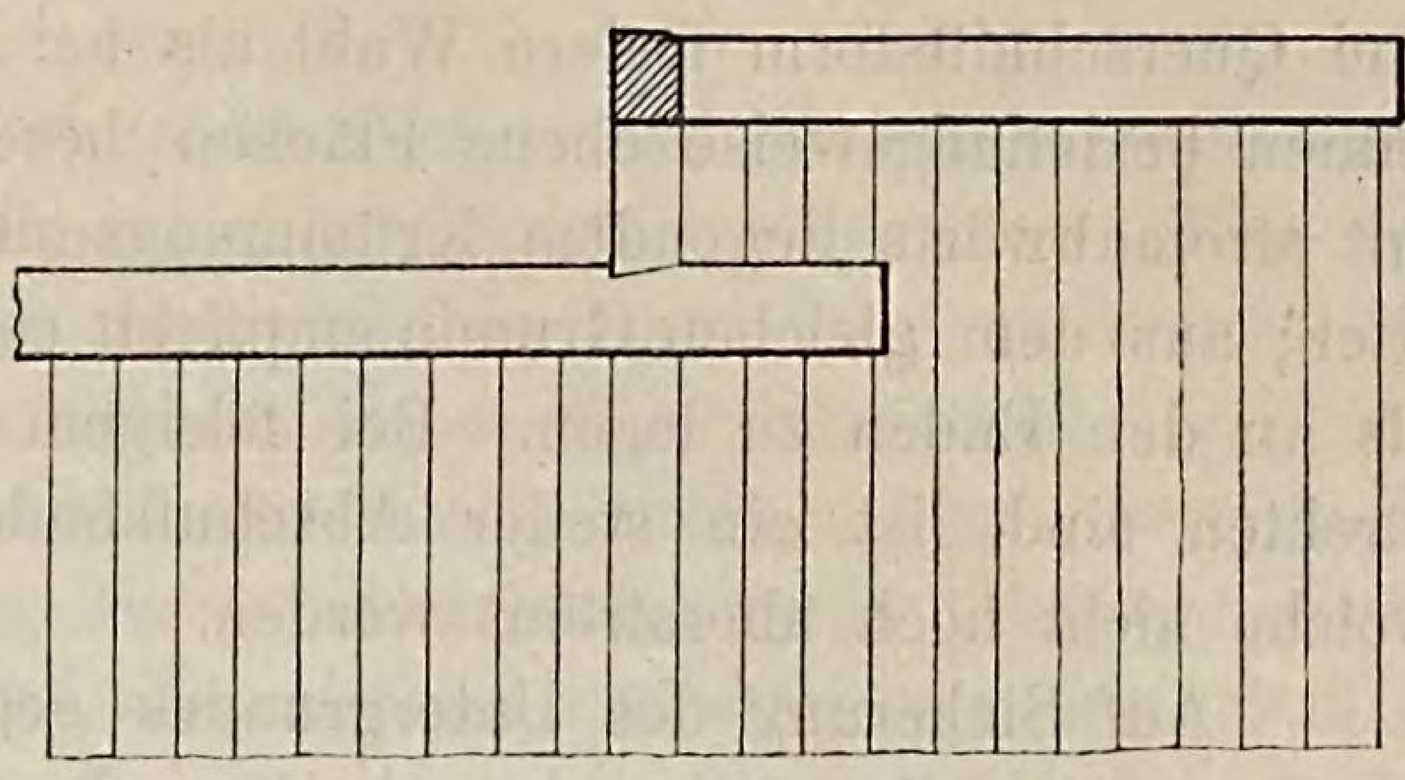
Der Thon mufs mit grofser Vorsicht in Lagen von nicht mehr als 10 bis 15 cm Stärke eingebracht und festgestampft werden. Er darf dabei weder stark durchnäfst noch ganz trocken sein, sondern mufs sich in kleinen Massen noch kneten lassen. Die einzelnen Lagen müssen nach und nach die Neigung des darüber anzubringenden Bohlenbelages annehmen und zuletzt ist durch sorgfältige Abgleichung dafür zu sorgen, dafs keine Hohlräume unter den Bohlen bleiben.

In vielen Fällen wird das Wehr bei Niedrigwasser gar nicht überströmt und der Abschufsboden liegt alsdann zeitweise trocken. Weil dabei die Bohlen sehr leiden, hat man versucht, dieselben durch eine Abpflasterung des Thonkernes zwischen den Grundbalken zu ersetzen. Es hat sich aber gezeigt, dafs ein solches Pflaster selbst bei der sorgfältigsten Ausführung nicht im stande ist, der Strömung dauernd zu widerstehen und dafs der Bohlenbelag für den Bestand des Wehres unumgänglich notwendig ist.

Um ein Durchsickern des Wassers durch das Ufer zu verhindern, mufs die Hauptspundwand bis in das feste Ufer fortgesetzt werden und zwar ist es nötig, sie daselbst annähernd bis zur Uferhöhe reichen zu lassen. Die in das Ufer greifende Fortsetzung der Spundwand reicht mithin über die Fachbaumhöhe hinaus.

Um nun bei dem Übergange von dem niedrigen mittleren zu dem höheren seitlichen Teile eine feste und zugleich dichte Verbindung herzustellen, wird die in Fig. 30 in der Ansicht gezeichnete Anordnung getroffen. Einige der nächsten Spundbohlen werden nämlich noch in der Höhe des mittleren Teiles abgeschnitten und der Hauptfachbaum erstreckt sich über sie fort, während er zugleich noch an der ersten höher hinaufreichenden Spundbohle seitlich angeblattet wird. Andererseits reicht der Fachbaum

Fig. 30.



des höheren Teiles bis zu demjenigen Stiele, welcher, das Wehr seitlich begrenzend, auf den Hauptfachbaum aufgezapft ist, zwischen diesen Stiel und der ersten höher hinaufreichenden Spundbohle werden kurze gespundete Bohlen gestellt und in beide Fachbäume eingelassen.

Ein Stufenwehr mit vier Spundwänden zeigt F. 6, T. VIII. Der Vorboden fehlt, der wagrecht liegende Wehrrücken stützt sich auf je zwei Spundwände und dazwischen auf Grundbalken, die auf Pfählen ruhen, ebenso das Sturzbett in der Sohle.

Die hölzernen Wangen unterscheiden sich nur dadurch von gewöhnlichen Uferschälungen, dafs sie auf beiden Seiten mit Bohlen verkleidet werden. Massive Wangen sind ebenso wie der Wehrkörper auf einen Pfahlrost zu setzen, welcher aber so tief anzulegen ist, dafs er unter dem kleinsten Unterwasserstande bleibt. Es ist zweckmäfsig, die Wangen durch besondere Spundwände gegen etwaige Unterspülungen, welche bei schadhaftem Zustande des Abschufsbodens vorkommen könnten, zu sichern.

2. Halbmassive Wehre. Dieselben kommen vorzugsweise in solchen Gegenden vor, wo Steine und Holz wenig Wert haben. Die allgemeine Anordnung ist ähnlich wie bei den hölzernen Wehren. Das Holz bildet das Gerippe, welches den Zusammenhang und die Form des Wehrkörpers sichert; Kies und Steine dienen zur Ausfüllung.

Kleine Wehre erfordern nur eine Holzwand, welche von beiden Seiten mit Steinen umpackt wird. Bei felsigem Untergrund besteht die Holzwand aus übereinandergelegten Balken, welche durch starke Bolzen gehalten werden. Man bohrt Löcher 40 bis 50 cm tief in den Boden und treibt Bolzen ein, welche unten aufgeschlitzt sind und dort einen Keil aufnehmen. Der Keil dringt beim Eintreiben des Bolzens tief in den Schlitz ein und prefst das Eisen so fest an die Wandung des Bohrlochs, dafs der Bolzen fest sitzt. Ist der Untergrund aufgeschwemmt, so rammt man Pfähle ein und lehnt gegen diese eine Bohlwand.

Gröfsere halbmassive Wehre erhalten zwei und mehr Holzwände. Der Abschufsboden ist entweder geneigt, wie bei den hölzernen Wehren oder lotrecht. In dem letzten Falle mufs für ein festes Sturzbett gesorgt werden. Häufig wird der ganze Absturz auf mehrere Absätze — Stufen oder Pritschen — verteilt, wozu F. 7, T. VIII ein Beispiel giebt. Das Wasser stürzt daselbst nicht unmittelbar auf die Steinpackung, sondern auf einen darüber angebrachten Bohlenboden.

Stufenwehre werden vielfach aus rostartig übereinandergelegten Balken nach Art der Senkkasten erbaut, wobei die Balken aus Rundholz bestehen und durch Überblattung miteinander zu verbinden, die Zwischenräume aber mit Steinen oder mit Reisig und Steinen auszufüllen sind.

Eine ähnliche Konstruktion hat das in F. 8, T. VIII im Querschnitte dargestellte Wehr mit nahezu senkrechtem Abfall bei Fair Mount im Schuylkill, welches zur Speisung der Wasserleitung von Philadelphia in den Jahren 1819 bis 1823 erbaut wurde und eine Überfallbreite von 357 m hat. Die Zwischenräume sind mit Steinen ausgepackt. Die Anschüttung auf der stromaufwärts gekehrten Seite, aus den Ablagerungen des Flusses nämlich Sand, Erde und kleinem Geschiebe bestehend, wurde in kurzer Zeit so dicht, dafs die Durchsickerungen des Wassers ganz aufhörten.

3. Massive Wehre. Beim Massivbau hat man in der Anordnung der Grundrifs- und Querschnittsform freiere Wahl als bei Holzkonstruktionen und ist nicht auf gerade Linien beziehungsweise ebene Flächen beschränkt. Im Grundrifs ist ein flacher Bogen mit stromabwärts liegendem Krümmungsmittelpunkt zweckmäfsig für die Erhaltung der Ufer; aus dem gleichen Grunde empfiehlt es sich, die Krone in der Mitte etwas niedriger als an den Enden zu legen. Bei felsigem Untergrund, wo keine Auskolkungen zu befürchten sind, ist ein steiler Abschufsboden angezeigt, namentlich für solche Wehre, welche nicht hoch überströmt werden.

Auf Sicherung des Untergrundes gegen Auskolkung und gegen Unterwaschung ist die gröfste Sorgfalt zu verwenden, da die Gefahr der Unterspülung für gemauerte Wehre noch gröfser ist, als für solche in Holzkonstruktionen oder Steinpackungen.

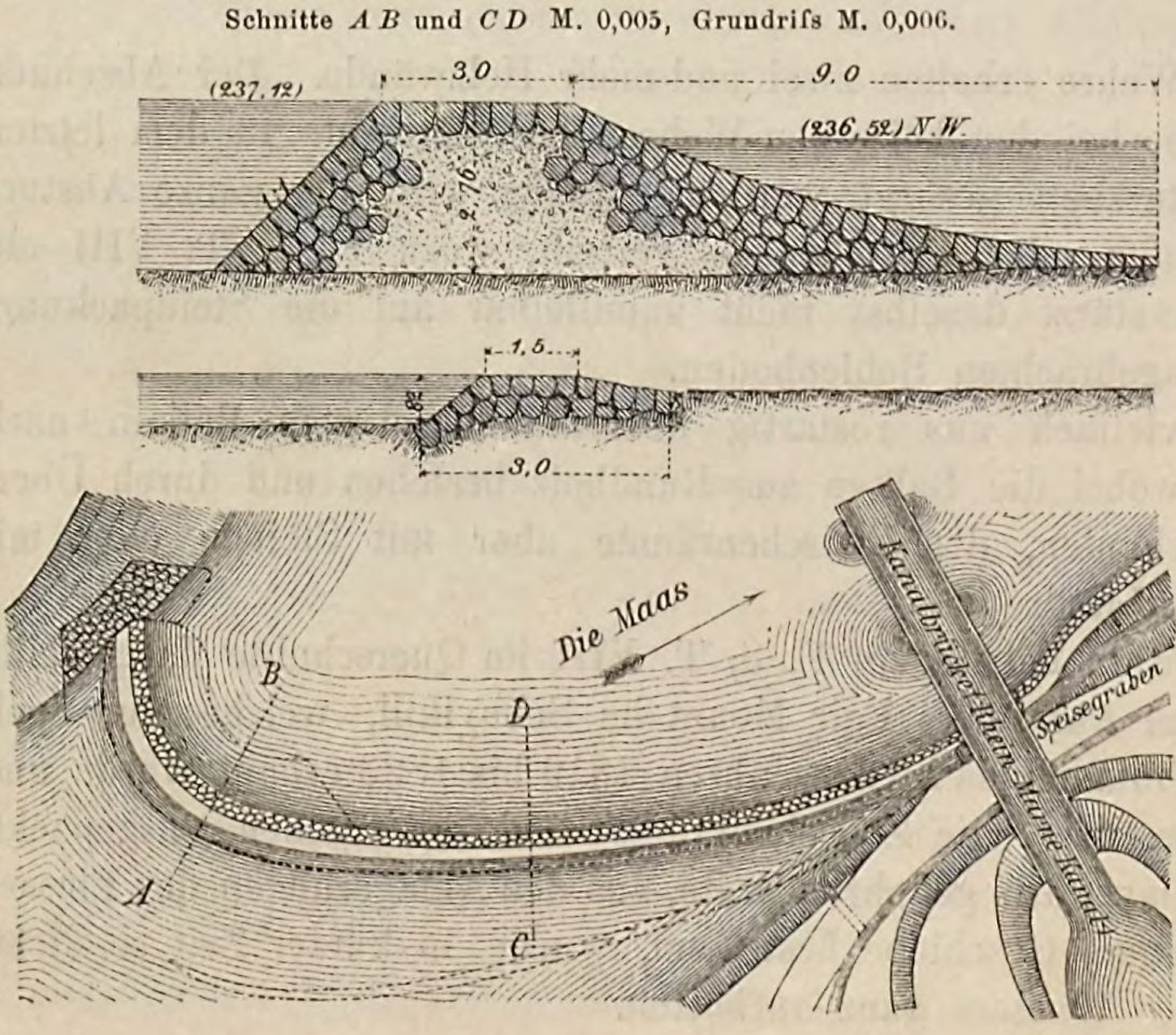
Bei tragfähigem erdigen Boden ist eine Gründung auf Mauerwerk (F. 9, T. VIII) oder besser noch auf Beton zwischen Spundwänden geeignet, wobei eine sorgfältige Ausführung der Spundwände notwendig ist. Auch für felsigen Boden ist eine Betonbettung auf gut vorbereitetem Untergrunde zweckmäfsig. In weichem Boden ist das Wehr auf Pfahlrost zu stellen und es wird alsdann häufig noch eine dritte Spundwand in der Wehrmitte angebracht.

Im Querschnitt mufs der Wehrkörper zur Erleichterung der Wasser- und Eisabführung auf der Vorderseite etwas ansteigen. Eine scharfe Abflufskante ist zuläfsig und in solchen Fällen, wo es auf genaue Messung oder Verteilung des Wassers ankommt, zweckmäfsig. Anderenfalls empfiehlt es sich, die Krone abzurunden. Dies erfolgt in sehr verschiedener Weise, u. a. nach F. 10 bis 13, T. VIII. An Mauerwerksmasse wird bei steilem Abschufsboden und scharfer Abrundung der Krone gespart; man darf jedoch die Grundfläche nicht zu knapp bemessen, weil sonst Wasseradern unter oder neben dem Wehre entstehen könnten. Deshalb ist ein nach F. 11, T. VIII gestalteter Abschufsboden, welcher zugleich Sturzbett ist, häufig vorzuziehen. Es ist dabei aber eine Bekleidung mit gewölbartig bearbeiteten und sehr harten Quadersteinen erforderlich.

Fig. 31.

Wehr in der Maas bei Sorcy.

Schnitte *AB* und *CD* M. 0,005, Grundrifs M. 0,006.



Bisweilen hat man dem Abschufsboden eine solche Form gegeben, dafs das Wasser recht sanft und regelmäfsig herübergeführt wird. Indessen ist hierauf kein besonderer Wert zu legen, indem es meistens gar nicht wünschenswert ist, dafs das Wasser mit grofser Geschwindigkeit unterhalb des Wehres ankommt. Besser ist es daher, das Mauerwerk in solcher Güte und Form herzustellen, dafs es im stande ist, den Angriffen des überstürzenden Wassers zu widerstehen und seine lebendige Kraft wenigstens teilweise zu zerstören; hierdurch

wird die Inanspruchnahme des Sturzbettes und der Uferbefestigungen unterhalb des Wehres ermäfsigt.

Nicht immer wird der ganze Körper massiver Wehre aus Mörtelmauerwerk hergestellt. Mitunter genügt ein Steinwurf mit gut abgepflasterter Oberfläche (Fig. 31, Schnitt *CD*) oder eine Anordnung, bei welcher sich zwischen abgepflasterten Steinwürfen Kiesmassen befinden, s. Fig. 31, Schnitt *AB*. Ein in dieser Weise behandeltes Wehr hat Ähnlichkeit mit den bei Flufsregulierungen vorkommenden in Stein ausgeführten Sperrdämmen. — Einige andere Beispiele massiver Wehre bringt das Kapitel „Meliorationen".

Die Stärke des Wehrkörpers darf, wie schon früher hervorgehoben wurde, nicht lediglich durch Rechnung bestimmt werden. Gewöhnlich wird die Grundbreite, in der Stromrichtung gemessen, bei massiven Wehren nicht viel kleiner als die Höhe der Wehrkrone über dem Flufsbette gemacht. Häufig ist die Grundbreite sogar noch gröfser und bei halbmassiven Wehren mit zwei Holzwänden kommt sie durchschnittlich etwa der $1^1/_2$ fachen Höhe gleich.

Die Ausführung der festen Wehre kann zwar je nach den örtlichen Verhältnissen und der Bauart in Einzelheiten sehr verschieden sein, ist aber, da sie in den wesentlichsten Arbeiten mit derjenigen der beweglichen Wehre übereinstimmt, erst im zweiten Abschnitt, § 13 erörtert.

Litteratur,
die festen Wehre betreffend.

Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst, I. u. II. Teil. 3. Auflage.
Darcy-Bazin. Recherches hydrauliques. Paris 1865.
Bauernfeind. Vorlegeblätter für Wasserbaukunde. München 1866.
Lagrené. Navigation intérieure, III. Bd. Paris 1873.
Grashof. Theoretische Maschinenlehre. Leipzig 1875.
Meifsner. Hydraulik. Jena 1878.
Debauve. Manuel de l'Ingénieur. Paris 1878.
Rühlmann. Hydromechanik. 2. Aufl. 1880.
Allemann. Anlage eines Grundwehres in der Aare. Eisenbahn 1881, Aug. S. 49.
Stauwehr aus Beton in der Eger bei Karlsbad. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 178.
Henket u. A. Waterbouwkunde. Afd. VII. Bevloeiingen (J. E. de Meijier). S'Gravenhage 1891, Taf. 19—21.
Vergl. auch die Litteratur zu § 3 u. 4 und zum zweiten Abschnitt dieses Kapitels.

§ 7. Staudämme. Die Staudämme werden zur Ansammlung von Wasser in geeigneten Thälern errichtet, woselbst sie, den natürlichen hohen Thalwänden sich anschliefsend, ein Sammelbecken schaffen, in dessen Füllraum eine entsprechende Menge des zufliefsenden Wassers aufgespeichert werden kann.

Nicht alle Stellen eines Thales eignen sich für die Anlage eines Staudammes, und in vielen Thälern sind geeignete Stellen überhaupt nicht vorhanden. Die Bodengestaltung mufs derartig sein, dafs sich für das Sammelbecken bei kurzem Staudamme ein verhältnismäfsig grofser Fassungsraum ergiebt, weshalb Querthäler oberhalb des Staudammes besonders erwünscht sind. Um eine passende Wahl zu treffen, sind sorgfältige Voruntersuchungen erforderlich. Am günstigsten sind solche Thäler, welche bei guter Bodenbeschaffenheit und ausreichenden Zuflüssen hohe Wände haben und sich an einer für den Abflufs geeigneten Stelle stark verengen, oberhalb aber ziemlich weit sind und nicht zu stark ansteigen. Am geeignetsten ist ein Thal, welches in der ganzen Ausdehnung des Sammelteiches undurchlässig und womöglich in festen Felsboden eingeschnitten ist und weder Kies noch klüftiges Gestein enthält.

Für den Staudamm selber kommt ferner die Tragfähigkeit des Untergrundes in Betracht. Eine künstliche Befestigung des Baugrundes würde wegen der grofsen

Grundfläche der Staudämme aufserordentlich schwierig und kostspielig sein, weshalb man unsicheren Baugrund unbedingt zu vermeiden hat. Findet sich in mäfsiger Tiefe unter der Oberfläche fester Fels, so kann der Staudamm sowohl aus Mauerwerk als aus Erde erbaut werden. Wenn dagegen ein sehr tragfähiger Baugrund nicht vorhanden ist, so wird man in der Regel auf die Ausführung in Erde angewiesen sein, indem sich sehr dicke Mauern nicht leicht so stark verbreitern lassen, dafs die Beanspruchung des Baugrundes erheblich geringer, als diejenige des Mauerwerkes wird. Bei den Erddämmen ist die Belastung des Untergrundes geringer und sie haben in den genannten Fällen noch den Vorzug, dafs sich ihrer gröfseren Breite wegen weniger leicht Wasseradern neben und unter dem Staudamme bilden können. Andererseits bieten gemauerte Staudämme gröfsere Sicherheit als solche aus Erde, indem das Mauerwerk bei sorgfältiger Ausführung durch die Erhärtung des Mörtels immer fester wird, während die Festigkeit des Erddammes leichter durch Wellenschlag, Wasseradern, Abrutschungen und dergl. beeinträchtigt werden kann.

Staudämme aus Erde finden sich demgemäfs vorzugsweise in Verbindung mit erdigem Untergrunde und sie sind für Anlagen von geringer Höhe vorzugsweise geeignet, während bei Wasserhöhen von 15 m und darüber gemauerte Staudämme bevorzugt werden. Es ist nämlich die Ausführung so hoher Staudämme an und für sich nur auf felsigem Untergrunde ratsam und wo ein solcher vorhanden ist, da ist auch die Konstruktion in Mauerwerk, welche den soeben erörterten Vorzug gröfserer Sicherheit bietet, anwendbar.

Aufser den Staudämmen aus Erde und aus Mauerwerk kommen auch gemischte Konstruktionen vor. Dieselben haben sich jedoch nicht bewährt und sind nur dann als zulässig anzusehen, wenn das Mauerwerk so stark gemacht wird, dafs es für sich allein den Wasserdruck aushält. Trotzdem kann die Vereinigung von Erde und Mauerwerk bisweilen zweckmäfsig sein, jedoch nur in solchen Fällen, wo die Krone eines Staudammes von mäfsiger Höhe als Fahrweg ausgebildet werden soll.

Vor Besprechung der beiden Hauptarten der Staudämme sollen nachstehend zunächst die gemeinsamen Gesichtspunkte und Einrichtungen erörtert werden.

Die Krone des Staudammes mufs selbstverständlich hochwasserfrei liegen und mufs sich so weit über den Stauspiegel des Sammelbeckens erheben, dafs — ähnlich wie bei den Seedeichen — selbst bei starkem Wellenschlage gröfsere Wassermengen nicht über die Krone getrieben werden können. Da die Oberfläche der Sammelteiche nicht selten 3 bis 4 km lang und 500 bis 1000 m breit ist, so kann bei Sturm ein kräftiger Wellenschlag entstehen, welcher die wasserseitige Böschung, die meist Dammbrust genannt wird, stark angreift. Die Wellenhöhe soll in einzelnen Fällen bis zu 3 m betragen haben.

Minard erzählt im Cours de navigation, dafs in dem Sammelteiche von Chazilly, welcher 1500 m lang und 20 m tief ist, Wellen von 3 m Höhe beobachtet worden sind. Im Teich von Cercey, welcher eine kreisförmige Gestalt von 900 m Durchmesser und 10 m Tiefe hat, sollen die Wellen 2 m hoch gewesen sein.

Krantz empfiehlt deshalb, die Dammkrone bei Wassertiefen von 20 und von 30 m um 2,0 beziehungsweise 3,0 m und bei Wassertiefen von 40—50 m um 3,5 m über den gewöhnlichen Stauspiegel zu legen. Je nach der Oberfläche des Beckens und der Richtung seiner Längenerstreckung gegen die herrschenden Winde lassen sich jedoch diese Mafse ermäfsigen und man wird sie insbesondere da, wo eine Brüstungsmauer an der Wasserseite aufgeführt wird, auf deren Oberkante beziehen dürfen.

Auch hinsichtlich der Gründungsart haben die aus Erde hergestellten und die gemauerten Staudämme mancherlei gemeinsames. Wünschenswert ist es, dafs durch-

lässiger Boden aus dem Bereiche der Grundfläche des Dammes ganz entfernt werde. Wo dies aber bei bedeutender Mächtigkeit der durchlässigen Schichten zu kostspielig sein würde, sind nach vorgängiger Beseitigung der obersten Schicht unterhalb derjenigen Teile des Staudammes, welche den wasserdichten Abschlufs bilden, Gräben, bergmännisch Grundschrammen genannt, bis auf die undurchlässige Schicht und etwas in dieselbe hineinreichend herzustellen (vergl. Fig. 35, S. 262) und sorgfältig mit fettem Boden, am besten mit Beton, auszufüllen. Diese Arbeit erfordert grofse Sorgfalt und es wurde beispielsweise für den Bau des Staudammes der Gileppe (Fig. 32 u. 33, S. 260) bei Beseitigung des felsigen Untergrundes die Anwendung von Sprengstoffen ausgeschlossen, um jenen nicht zu zerklüften. Auch Quellen, welche im Bereiche der Grundfläche des Staudammes angetroffen werden, sind mit äufserster Sorgfalt zu behandeln und, sofern ihre Abdämmung nicht gelingt, durch besondere gut eingebettete Rohre abzuleiten.

Im Anschlufs an die Fundamentgruben ist auch an den Thallehnen der unzuverlässige Boden vollständig zu beseitigen und durch gut eingebauten, wasserdichten Boden oder durch Beton zu ersetzen. Die betreffenden Stellen des Dammes bilden sich nicht selten zu Flügeln aus. Beispiele für die Einbettung des Fundaments bringen die Figuren 14 bis 17, 19 und 21 auf Tafel VIII.

Vorrichtungen zum Ablassen des Wassers dürfen bei keinem Sammelbecken fehlen. Insbesondere mufs dafür gesorgt werden, dafs das Wasser die vorgesehene Stauhöhe nicht überschreiten und etwa gar über die Dammkrone stürzen kann, wodurch ein Erddamm unfehlbar in kurzer Zeit gänzlich zerstört werden und auch die festeste Mauer in grofse Gefahr kommen würde. Es sind also Überfälle oder Freiarchen in solchem Umfange, dafs die gröfsten Zuflüsse keine unzulässige Erhebung des Wasserspiegels zur Folge haben, vorzusehen. Die zu treffenden Einrichtungen richten sich ganz nach den örtlichen Verhältnissen, weshalb eine allgemein anwendbare Regel für die Art der Hochwasserabführung ebensowenig gegeben werden kann, wie für die Vorrichtungen zur regelmäfsigen Entnahme und Ableitung des Wassers aus dem Sammelbecken oder für diejenigen zur gänzlichen Entleerung des letzteren bei vorzunehmenden Ausbesserungen oder beim Reinigen und Ausräumen der Schlammablagerungen. Bei Reparaturen kann in manchen Fällen eine völlige Entleerung des Beckens, somit der Verlust des aufgespeicherten Wassers durch Einsetzen von Dammbalken vor die Abflufskanäle vermieden werden. Die Anordnung der betreffenden Dammfalze zeigen F. 14^a und 14^b, T. VIII.

Am besten ist es, wenn die Abführung des Hoch- oder Freiwassers sich an den natürlichen Wandungen des Beckens getrennt von dem Staudamme einrichten läfst, sodafs das in besonderen Rinnen abstürzende Wasser den Staudamm gar nicht berührt. Wo dies nicht angeht, sucht man den Überfall wenigstens in die Nähe der Thalwand und an eine Stelle zu legen, wo der Damm nicht mehr sehr hoch ist und das Wasser bald von seinem Fufse entfernt werden kann.

Der Abflufskanal für das Freiwasser mufs gegen die Angriffe des Wassers sorgfältig gesichert werden. Es ist vorteilhaft, ihn treppenförmig zu gestalten und die Stufen so einzurichten, dafs der Boden stets von einer Wasserschicht bedeckt bleibt, welche den Stofs des abstürzenden Wassers empfängt und den Anprall ermäfsigt.

Offene Überfälle gewähren gröfsere Sicherheit gegen unzeitige Überflutungen als Freiarchen, weil man bei den ersteren von der Aufmerksamkeit des Wärters unabhängig ist. Wenn sie aber schon bei mäfsigen Anschwellungen in Wirksamkeit treten, so entstehen Wasserverluste, welche da, wo die Zuflüsse knapp sind, den Zweck der Anlage des Sammelbeckens in Frage stellen können. Deshalb empfiehlt es sich, den Über-

fällen reichliche Breite bei geringer Tiefe zu geben, auch kann eine Verbindung von Freiarche und Überfall zweckmäfsig sein. Die Höhe der Anschwellungen fällt um so geringer aus, je breiter der Überfall gemacht wird. Für die gröfsten Abflufsmengen, welche die Abmessungen der Überfälle und Freiarchen bedingen, vergl. § 4 des V. Kapitels.

Ist die gröfste Zuflufsmenge nur gering, so genügt zur Entlastung wohl ein Heber[5]), oder ein brunnenartiger Wasserlöser, F. 15, T. VIII. Wenn dagegen bei starken Niederschlägen sehr viel Wasser zufliefst und der Abflufs grofser Wassermengen den örtlichen Verhältnissen nach bedenklich sein würde, so kann es zweckmäfsig sein, einen Teil der Hochwassermenge in dem Becken aufzusammeln. Dies ist z. B. der Fall bei dem Sammelbecken im Thale des Baches Furens (Seitenbach der Loire), wo bei einer Höhe des Staudammes von 50 m die oberen 5,5 m des Beckens mit einem Füllraum von 400 000 cbm zur Aufnahme eines Teiles der Hochfluten frei gehalten werden. Die gröfste Hochwassermenge des Baches wird dadurch so erheblich vermindert, dafs die Stadt St. Etienne in wirksamer Weise gegen Überschwemmungen geschützt worden ist.

Der Bach Furens hat nur ein Niederschlagsgebiet von 25 qkm. Es beträgt die Niedrigwassermenge 0,08 cbm und bei Mittelwasser werden 0,50, bei gewöhnlichem Hochwasser 15 cbm abgeführt. Bei dem Hochwasser vom Jahre 1849, welches grofses Unglück anrichtete, betrug dagegen die Hochwassermenge 131 cbm. Man hat berechnet, dafs diese Hochwassermenge schon bei Aufspeicherung von 200 000 cbm auf 93 cbm in der Sekunde ermäfsigt worden wäre. Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1866.

Zur Wasserentnahme hat man früher stets gemauerte Kanäle durch die Staudämme geführt, während man in neuerer Zeit auch eiserne Leitungsröhren, namentlich bei Erddämmen, anwendet. Auf eine gute Dichtung zwischen Erde und Mauerwerk ist Bedacht zu nehmen; Rohrleitungen pflegt man ganz in Thonschlag zu betten. Wo Stollen seitlich neben dem Staudamm hergestellt werden, was bei felsigem Boden nicht selten der Fall ist, empfiehlt es sich, in dieselben eiserne Rohre einzulegen und am oberen Ende sorgfältig einzumauern. Stollen und Rohre bleiben dann in dem gröfseren Teil ihrer Längenerstreckung von der Landseite aus zugänglich.

Wählt man nur eine bei allen Wasserständen zu benutzende Abflufsleitung, so mufs diese tief unten und nahezu in Höhe der Thalsohle liegen, damit die Entnahme nicht nur bei gefülltem, sondern auch bei teilweise und bei fast ganz entleertem Becken noch stattfinden kann. Häufig findet sie ihren Platz an der tiefsten Stelle des Sammelteiches, jedoch ist dies nicht unbedingt erforderlich, weil die gänzliche Entleerung des Teiches sich durch ein besonderes heberartig wirkendes Rohr zur Not bewerkstelligen läfst.

Mit der Abflufsleitung steht häufig, zumal bei Erdstaudämmen, ein von der Krone aus zugänglicher Schacht in Verbindung, welcher zum Einsteigen nach der Leitung, zur Führung der Zugstangen für die Schützen (F. 14, T. VIII), mitunter auch zur Überleitung des Wassers aus dem Becken nach der Leitung mittels verschliefsbarer Öffnungen im Schacht dient. Bisweilen steht der Schacht vor dem Staudamme als turmartiger Aufbau frei in dem Becken; er ist alsdann mit der Dammkrone durch einen Steg beziehungsweise durch eine Dienstbrücke verbunden. Der Schacht kann bei Überschreitung des Normalwasserstandes auch zur Entlastung verwendet werden.

Als Verschlufsvorrichtungen sind Schütztafeln und Absperrschieber gebräuchlich. Ihre Handhabung erfordert einen mit der Druckhöhe wachsenden Kraftaufwand, weshalb häufig mehrere Abflufsöffnungen in verschiedenen Höhen angebracht worden sind, von

[5]) Eine solche Heberanlage hat u. a. der Staudamm von Mittersheim erhalten. Dieselbe vermag 7 cbm in der Sekunde abzuführen, wobei der höchste Wasserstand nur 0,05 m über den gewöhnlichen ansteigt. Vergl. Ann. des ponts et chaussées 1869, I.

denen jedesmal nur die zunächst unter der Oberfläche des Wassers liegenden benutzt werden. Dies ist insbesondere bei den französischen Staudämmen gebräuchlich, so beispielsweise beim gemauerten Staudamme zu Settons, vergl. Lagrené. Cours de navigation, Teil II, S. 45, in welchem 15 Ableitungskanäle in drei Gruppen von je fünf in verschiedenen Höhen angeordnet worden sind, deren Verschlufs durch Schützen erfolgt, die von der Dammkrone aus regulierbar sind. Bei den meisten spanischen Staudämmen hat nur der tiefliegende Abflufskanal eine Verschlufsvorrichtung, während die höher liegenden Öffnungen zwischen Sammelbecken und Schacht unverschlossen sind. Auch bei dem neuerdings erbauten Staudamm des Alfeld-Baches im Elsafs (Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 233) ist nur eine tiefliegende verschliefsbare Abflufsöffnung vorhanden und es lassen sich die eisernen Schütztafeln von 50 cm Breite und 95 cm Höhe trotz des etwa 22 m betragenden Wasserdruckes bequem durch einen Wärter von der Krone aus handhaben. Das Gestänge zwischen Schütztafel und Winde ist daselbst in zweckmäfsiger Weise aus schmiedeeisernen Röhren von 105 mm Durchmesser und aus 50 mm starkem Rundeisen derartig zusammengesetzt, dafs die ersteren nur beim Schliefsen, also auf Druck, die letzteren nur beim Öffnen auf Zug beansprucht werden.

Bei den älteren spanischen Staudämmen findet der Abschlufs des Kanals überall an der Landseite des Staudammes statt. Dies hat den Vorteil, dafs die Verschlufsvorrichtungen jederzeit leicht besichtigt und zugänglich gemacht werden können, indem man zur Vornahme von Ausbesserungsarbeiten oder zur Auswechselung der Schütztafel nur nötig hat, oberhalb derselben eine Notschütze einzulegen; auch wird das lange Gestänge vermieden. Der Kanal liegt bei diesen Staudämmen stets in der Thalrinne und dient zugleich als Grundablafs zur gänzlichen Entleerung des Beckens sowie zur Fortspülung der Schlammablagerungen.

Die Verschlammung der Sammelteiche ist bisweilen aufserordentlich grofs, namentlich in Spanien und Algier. Die Ablagerung soll z. B. in dem Sammelbecken von Alicante jährlich etwa 55 000 cbm oder $^1/_{70}$ des ganzen Füllraumes, bei einer Anlage in Algier sogar $^1/_{35}$ des Füllraumes betragen. Ihre Fortspülung erfolgt bei Alicante alle 4 bis 6 Jahre, nachdem die Schlammschicht etwa 16 m hoch geworden ist. Die Mündung des Abflufskanals an der Wasserseite, welche durch doppelte Holzwände verschlossen gehalten wird, liegt dann natürlich völlig unter dem Schlamm und dieser ist bereits so fest geworden, dafs man die Holzwände von der Landseite aus ohne Gefahr beseitigen kann. Das Wasser wird vorher bis auf eine Tiefe von 3 bis 4 m über der Schlammschicht abgelassen und nach Entfernung des Verschlusses treibt man vor der Einmündung kleine Öffnungen mit Stangen von oben durch den Schlamm. Dadurch entsteht alsbald eine so kräftige Strömung, dafs die Ablagerungen vollständig fortgespült werden.

Zweckmäfsig ist es, die Ableitungskanäle an beiden Enden mit Verschlufsvorrichtungen zu versehen und dazu an der Wasserseite Schütztafeln, an der Landseite Absperrschieber zu verwenden.

Um die Geschwindigkeit des ausströmenden Wassers zu ermäfsigen, legt man unterhalb des Staudammes Dammbalken oder kleine Staumauern ein, auch wird das Wasser bisweilen in einem Ausströmungsbecken mit Scheidewänden so wie in den Fischleitern mehrfach hin und her geführt. An der Gileppe in Belgien läfst man das Wasser zu dem gleichen Zwecke einen sog. Wellenbrecher durchströmen, vergl. die weiter unten folgende Beschreibung der Anlagen daselbst.

Nebenanlagen. Behufs Abhaltung fremder Stoffe und behufs Reinigung des Wassers werden vor den Einströmungsöffnungen der Entnahmekanäle Gitter oder Siebe angebracht, mitunter schliefsen sich auch Massenfilter an die Sammelbecken an. Bei Fischteichen sind an geeigneten Stellen sog. Rechen anzulegen, um das Entweichen der Fische zu verhindern.

Zur Abhaltung der Sinkstoffe wird bisweilen oberhalb des Stauspiegels eine Umleitung (Wildgerinne oder Ableitungsgraben) und am oberen Ende des Teiches ein Stauwerk mit Schützen angelegt, durch welches man den Zuflufs nach Bedarf regeln kann. Auch die neben grofsen Staudämmen zu erbauenden Wärterhäuser und die in ihrer Nachbarschaft nicht selten vorkommenden Regen- und Verdunstungsmesser mögen noch erwähnt werden.

Um ein Beispiel ausgebildeter Entnahmevorrichtungen, Entlastungs- und Nebenanlagen zu geben, folgt hier eine kurze Beschreibung der betreffenden Einrichtungen an der Gileppe, s. Fig. 32 und 33 (Querschnitt s. T. VIII, F. 19).

Fig. 32.

Gemauerter Staudamm der Gileppe bei Verviers.

Lageplan.

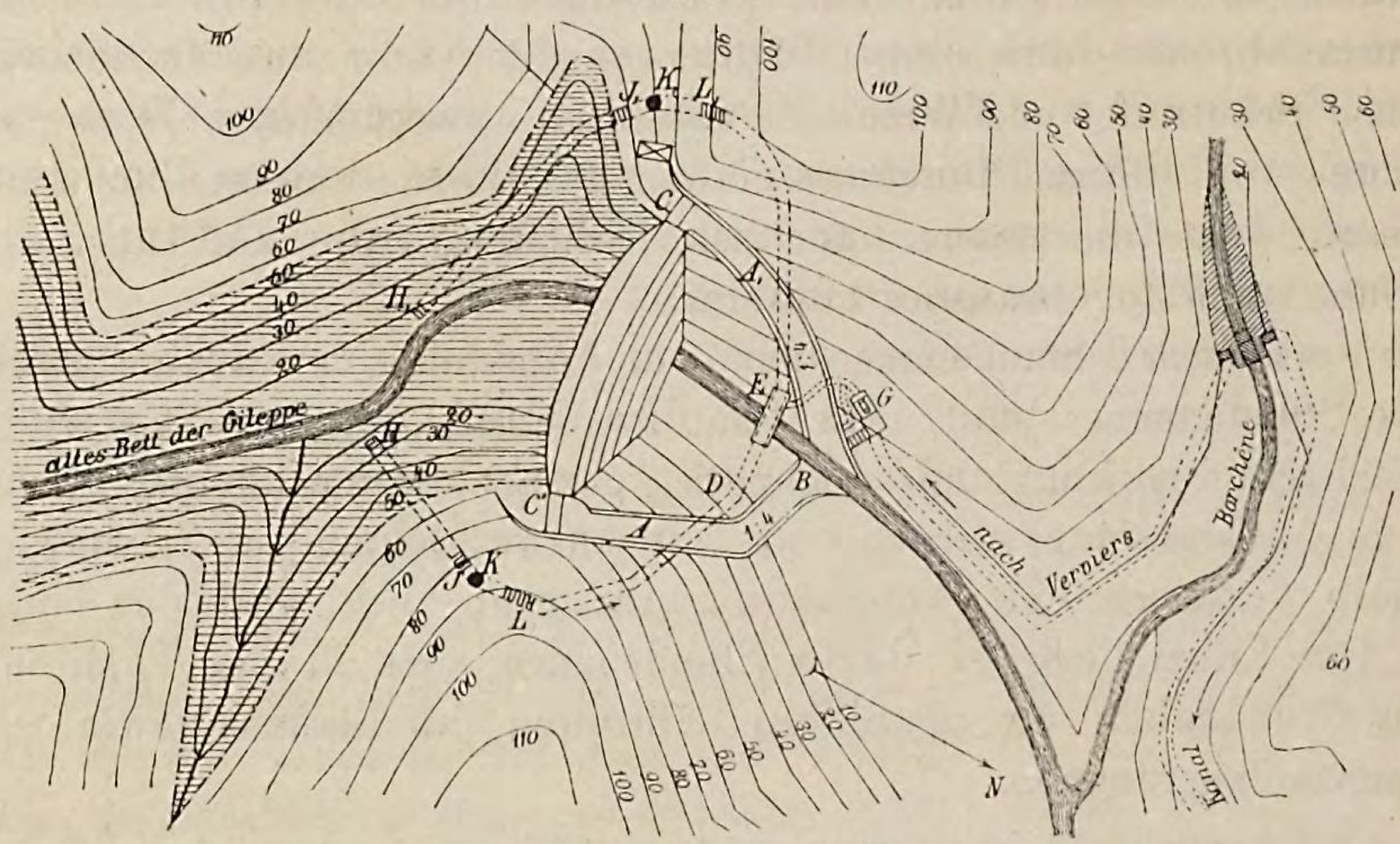
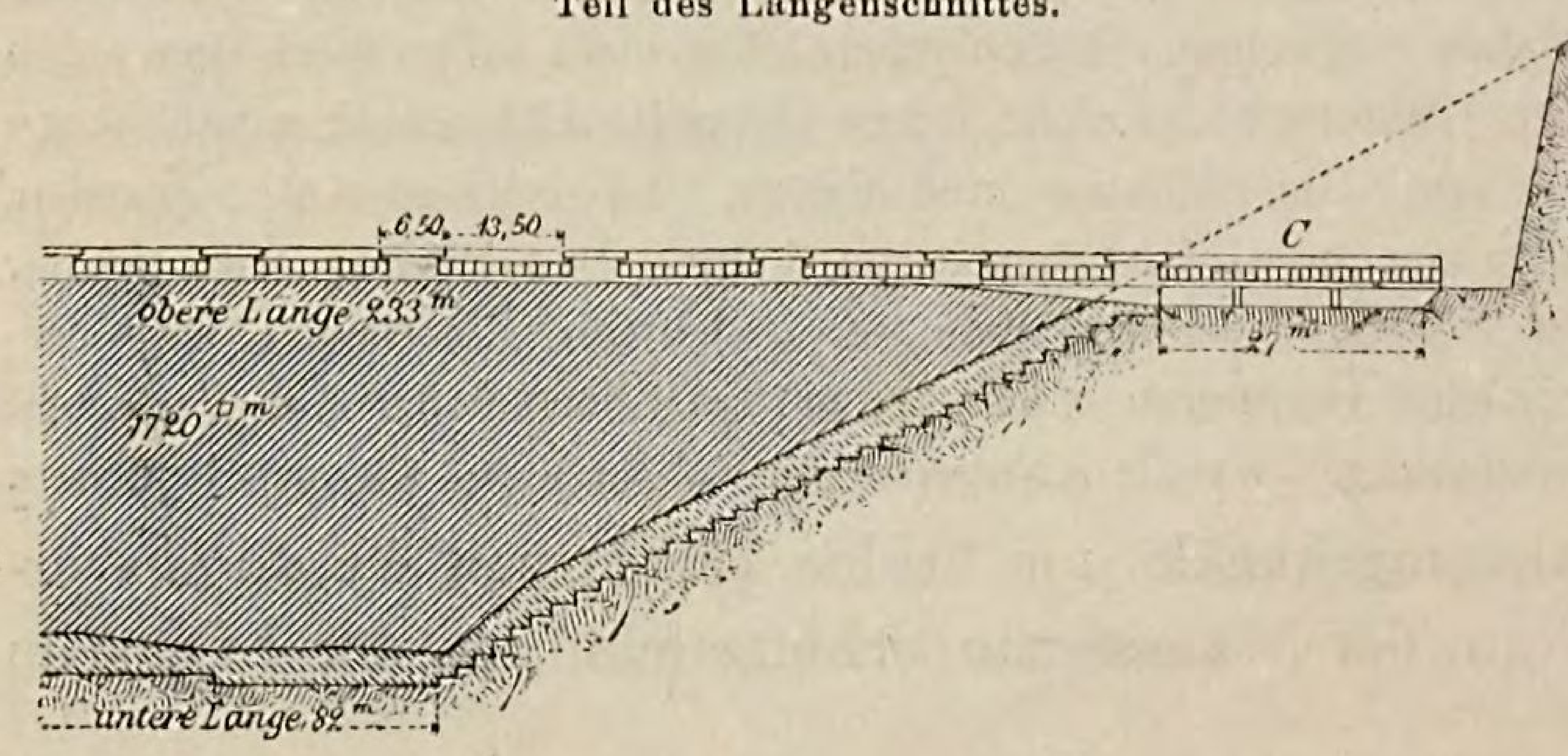


Fig. 33.

Teil des Längenschnittes.



An den Punkten H und H_1 (Fig. 32). ist der Einflufs des Wassers in die Stollen HLD und $H_1 L_1 E$, bis J und J_1 fliefst das Wasser in denselben und geht dort in jedem Stollen in zwei gufseiserne Rohre von 0,85 m Durchmesser über. Bei K und K_1 ist der erste Abschlufs durch Doppelventile, welche von den daselbst angelegten Schächten aus durch einen Kurbelmechanismus nötigenfalls geschlossen werden können. Auch ist je eins der Ventile selbstwirkend, wenn durch 0,1 m weite Nebenrohre der Druck an beiden Seiten der betreffenden Ventile ins Gleichgewicht gebracht wird. Bei L und L_1 ist ein zweiter Abschlufs angelegt und es liegen dort die als Schieberventile konstruierten Sicherheitsabschlüsse. Bei E und D endlich liegt der dritte Abschlufs; an dieser Stelle vereinigen sich die Rohrleitungen und gelangen nach dem Behälter G. Die Vereinigungsstelle ist mit Ausgufsrohren ausgerüstet, welche bei Entleerung des Sammelbeckens in Wirksamkeit treten. Der genannte Behälter aber zerfällt in drei Teile: den „Wellenbrecher“, den Reinigungsapparat, und das Verteilungsbecken.

Der Wellenbrecher, welcher in einem 5,25 m langen Behälter liegt, besteht aus 11 hintereinanderstehenden Ringen von Gufseisen, deren innerer lichter Durchmesser sich von 0,775 m bis zu 0,1 m nach und nach vermindert, und deren letzter ganz geschlossen ist. Auch die äufseren Durchmesser dieser Ringe nehmen nach und nach ab; oben und unten tragen sie Verlängerungen, welche mit T-Eisen vernietet sind; das untere T-Eisen ist auf dem Boden befestigt. Das Wasser fliefst von innen nach aufsen und bei jedem Ringe bricht sich ein Teil des Wasserstromes.

Aus dem Behälter des Wellenbrechers kann das Wasser durch seitwärts liegende Kanäle direkt abgeleitet werden, wenn diese aber geschlossen sind, fällt es über eine Trennungsmauer und sodann, durch ein enges Gitter und ein Sieb gereinigt, in einen zweiten 7,20 m langen Behälter.

Das Wasser gelangt nun in einen Wassermefsapparat, sodann in das Verteilungsbecken, aus welchem es zum Teil der nach Verviers führenden überdeckten Leitung, teils dem Bette der Gileppe und

dadurch der Vesdre zugeführt wird, deren Anwohner ein Recht auf die Benutzung eines Teiles des Wassers der Gileppe haben.

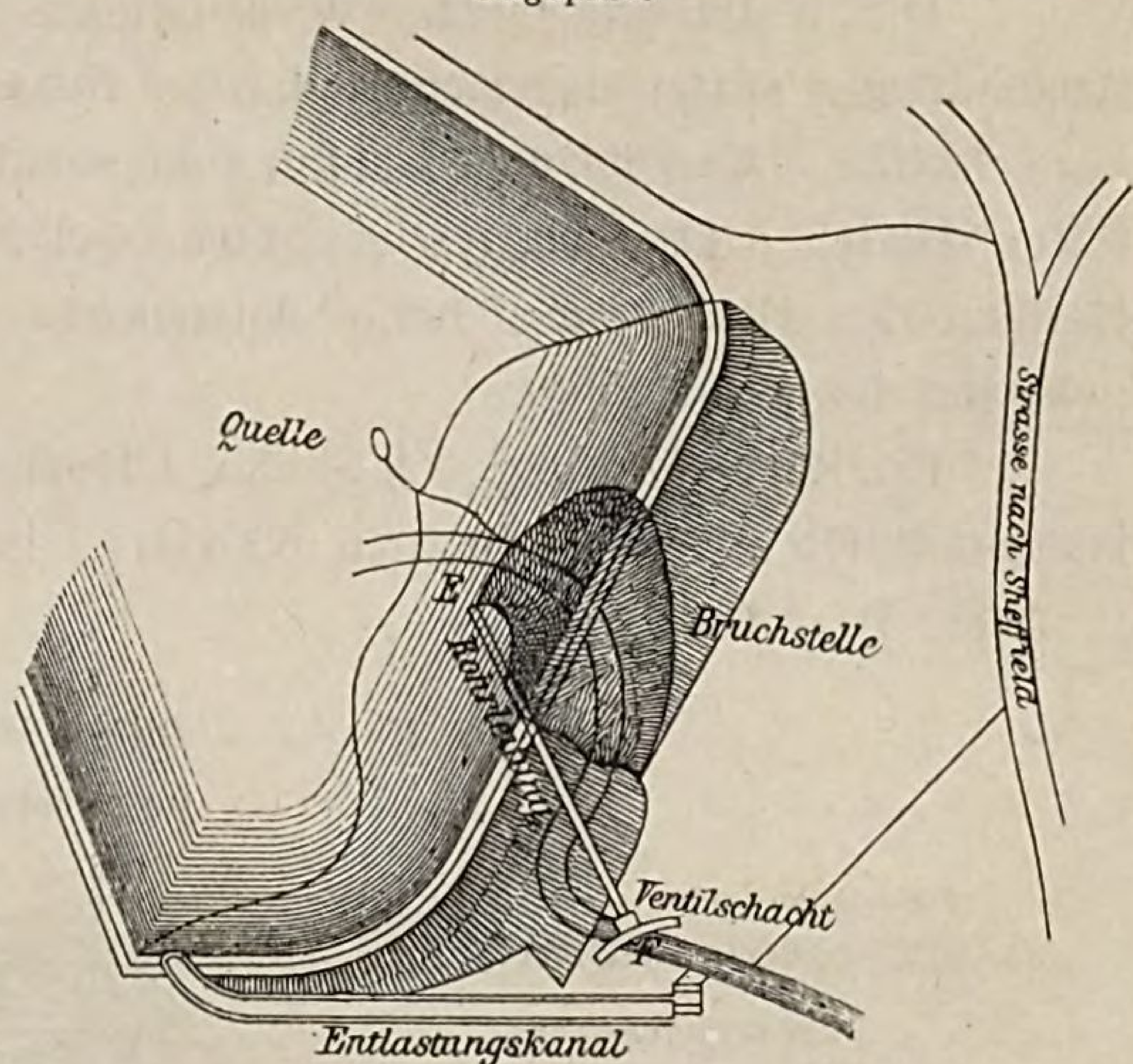
Die Entlastungsanlagen bestehen aus zwei Überfallwehren *CC*, vergl. auch Fig. 33, von welchen die Kanäle *A* und A_1 ausgehen. Die Gesamtlänge der Wehrkronen beträgt rund 50 **m** bei einer Maximalergiebigkeit der Gileppe von 50 **cbm** i. d. Sekunde und einem Niederschlagsgebiet von 3000—4000 **ha**.

Schliefslich ist noch zu erwähnen, dafs der Wasserleitungskanal das Thal des Borchêne-Baches, der unterhalb des Staudammes in die Gileppe mündet, mittels eines Bauwerks überschreitet, welches ein zweites kleines Sammelbecken bildet und so eingerichtet ist, dafs das aufgestaute Wasser jenem Kanal zugeführt werden kann. —

Ein Beispiel der allgemeinen Anordnung eines Erddammes nebst Zubehör giebt Fig. 34. Bei diesem oberhalb Sheffield ausgeführten Damme wurde der Abflufs des nutzbaren Wassers durch zwei in 1,2 **m** Mittenentfernung nebeneinander liegende, in Thonschlag gebettete, eiserne Rohre von 0,46 **m** Durchmesser vermittelt, deren Abschlufsvorrichtungen sich an der freien Seite des Dammes befanden. Er hat eine gewisse Berühmtheit durch die grofsen Schäden erlangt, welche sein im Jahre 1864 erfolgter Bruch, dessen Ursachen nicht vollständig ermittelt sind, im Gefolge hatte.

Fig. 34. *Damm des Sammelbeckens bei Bradfield.*

Lageplan.



Nunmehr sind die Besonderheiten der Staudämme aus Erde und aus Mauerwerk vorzuführen. Früher hat man namentlich für die Zwecke der Flöfserei auch solche aus Holz mit einer Ausfüllung von Steinen im wesentlichen nach Art der Figur 8, Tafel VIII hergestellt, eine Bauart, welche indessen bei heutigen Holzpreisen in Deutschland nicht mehr anwendbar erscheint.

1. Staudämme aus Erde. Die Höhenlage der Krone sowie die Vorbereitung des Untergrundes ist bereits besprochen worden. Die Breite der Krone liegt je nach der Bedeutung des Bauwerkes zwischen 2 und 10 m. Die Böschungen erhalten gewöhnlich an der Wasserseite 2 bis 3fache, an der Landseite $1^1/_2$ bis 2fache Anlage. Bei solchem Querschnitte ist der Damm, eine sorgfältige Herstellung und geeignete Erdart vorausgesetzt, stets im stande, dem Wasserdrucke zu widerstehen, sodafs es einer besonderen Berechnung der Standsicherheit nicht bedarf. Breite Kronen gehen mit verhältnismäfsig steilen Böschungen Hand in Hand und es ist diese Anordnung als empfehlenswert zu bezeichnen. Bermen werden meist nur da angelegt, wo das Neigungsverhältnis der Böschungen wechselt.

Die beste Bodenart ist sandiger oder schotteriger Lehm; reiner Thon wird beim Austrocknen rissig ohne nachzusinken und ist deshalb ebensowenig geeignet als reiner Sand. Wo sich eine geeignete Bodenart nicht vorfindet, empfiehlt sich eine Mischung aus etwa 2 Teilen Sand und 1 Teil Thon. Der Boden darf nicht in grofsen Massen lose aufgeschüttet werden, sondern ist in dünnen Lagen von höchstens 15 cm Stärke sehr sorgfältig einzubringen. Er darf nicht in ganz trockenem Zustande verwendet werden, weil er sich alsdann nicht fest und dicht einbauen läfst. Zweckmäfsig ist ein Zusatz von Wasserkalk, welcher beispielsweise bei dem Staudamme zu Mittersheim mit gutem Erfolge zur Anwendung gekommen ist. Man hat dabei durchschnittlich 12 Liter Kalk auf 1 cbm Boden und zwar, je nach der Erdfeuchtigkeit, in Form von trockenem Kalkpulver oder als Kalkmilch verwendet. Die einzelnen Schichten sind durch Befahren

oder Abwalzen abzudichten, Rasenstücke, Pflanzenfasern, Erdklumpen oder gar gefrorene Erdstücke dürfen durchaus nicht zugelassen werden.

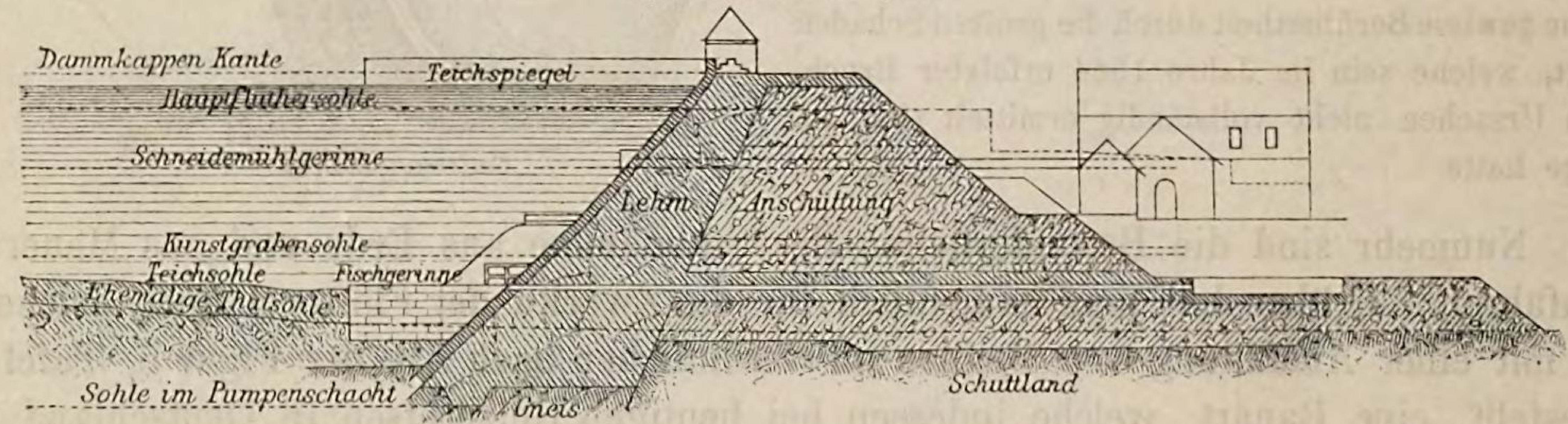
Alle Staudämme von geringen Abmessungen werden in der beschriebenen Weise deichmäfsig erbaut. Dämme von 6 m Höhe und darüber werden gewöhnlich noch mit einem wasserdichten Kern oder einem wasserdichten Körper an der Wasserseite (an der sogenannten Dammbrust) versehen.

Die Herstellung einer wasserdichten Dammbrust, welche sich gegen eine kräftige Anschüttung stützt, ist namentlich in Frankreich, aber auch in Mittel- und Süddeutschland üblich. Man verwendet dazu sehr sorgfältig eingebauten und mit Sand vermischten fetten Boden. Der Zusatz von Sand oder Kies ist nötig, um das starke Schwinden und Reifsen der Bekleidung beim Austrocknen, wenn das Wasser des Sammelbeckens abgelassen ist, zu verhüten.

Ein Beispiel bringt Fig. 35. Dieser bei Freiberg in Sachsen ausgeführte Damm ist ausführlich besprochen in: Kraft. Über Teichbauten. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 1.

Fig. 35. *Damm des Dörnthaler Teiches.*

Querschnitt. M. 0,001.



In England und Amerika, sowie auf dem Harze sind Staudämme mit innerem Kern gebräuchlich. Derselbe wird gewöhnlich aus Thonschlag hergestellt und erhält 1,75—4 m Kronenbreite und $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{24}$ Anzug auf beiden Seiten. Seine mittlere Dicke soll mindestens ein Drittel der Dammhöhe betragen. Dieser Kern *(puddle wall)* befindet sich nicht selten in einem trapezförmig gestalteten Erdkörper mit ziemlich steilen Böschungen, welcher aus ausgesuchtem, feinen Material möglichst wasserdicht gebaut und beiderseits von der die Hauptmasse des Dammes bildenden Schüttung umgeben wird. Ausnahmsweise kommen auch Kerne von wasserdichtem Mauerwerk vor. Bei dieser Bauart ergeben sich für die Böschungen mäfsige Neigungsverhältnisse; in England ist dreimalige Böschung an der Wasserseite und zweimalige an der Landseite sehr gebräuchlich. Abweichend von jener gewöhnlichen Art ist der in F. 17, T. VIII dargestellte Damm behandelt. Bei ihm hat man dem mit einmaliger Böschung ausgeführten Kern ein grofses Profil gegeben und zu demselben Grand mit verschiedenen Sandsorten und ein wenig Thon vermischt verwendet. Der innere Kern ist nur des Vergleiches der Abmessungen wegen eingezeichnet, aber nicht ausgeführt. Dieser Bau, welchen Fanning (Water-supply engineering. New-York 1877, S. 347) ausführlich beschreibt, ist auch beachtenswert wegen zweckmäfsiger Behandlung der Fundamentschlitze unter schwierigen Bodenverhältnissen.

Für hohe Staudämme ist die englische Bauart die am meisten empfehlenswerte. Es wird zwar zu Gunsten des französischen Verfahrens angeführt, dafs es zweckmäfsig sei, das Eindringen von Wasser in den Damm von vornherein zu verhüten und dafs

bei einem fast bis zur Mitte von Wasser durchzogenen Damm die Standsicherheit desselben beeinträchtigt werde. Dem gegenüber hat aber der innere Kern den Vorteil, dafs das Setzen der Hauptmasse des Dammes denselben nicht gefährdet und dafs der Kern den Einwirkungen der Witterung gänzlich entzogen ist.

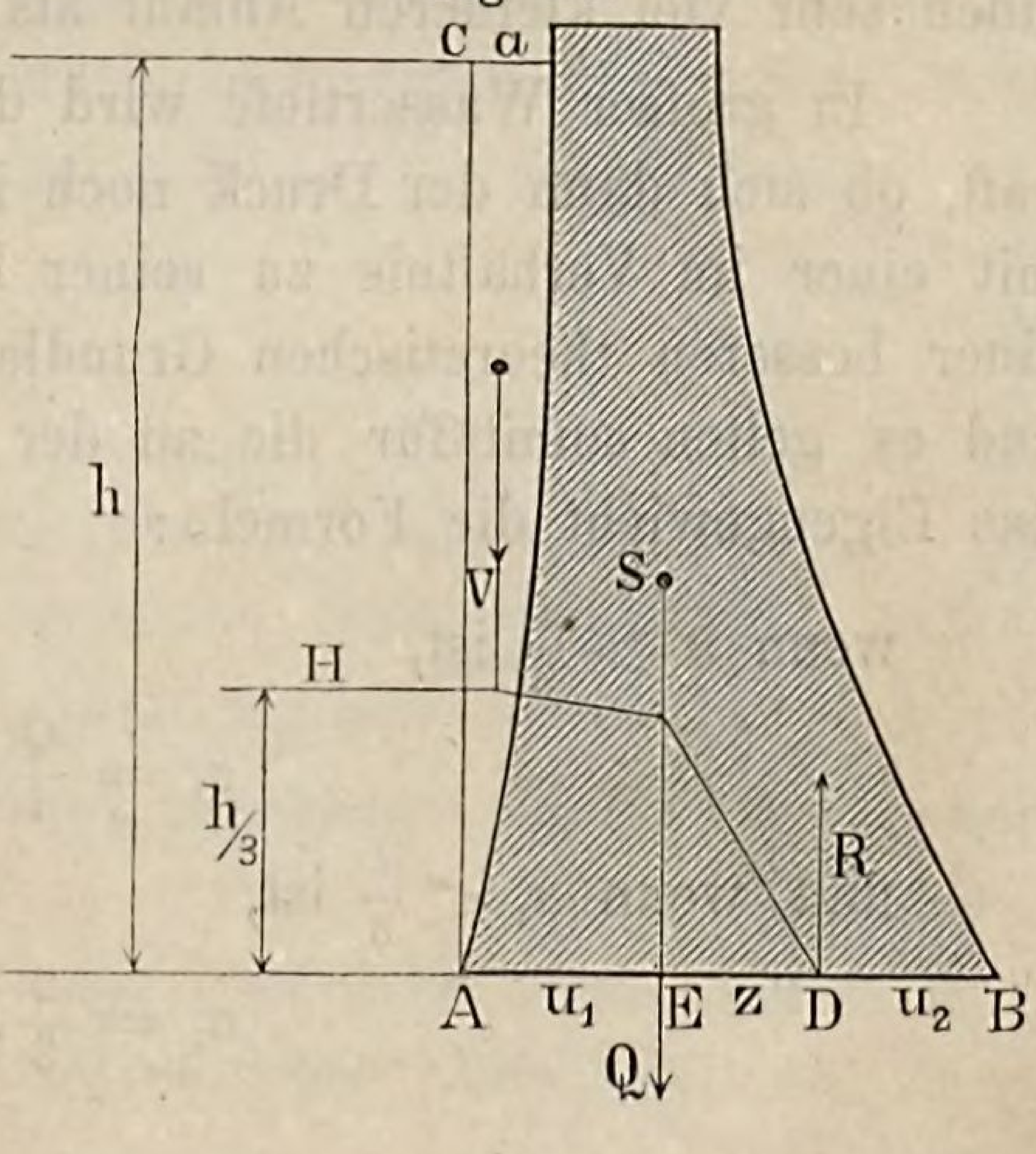
Von dem starken Wellenschlage, welcher in ausgedehnten und tiefen Sammelteichen vorkommt, ist bereits die Rede gewesen. Zum Schutze gegen Wellenschlag mufs die Dammbrust sorgfältig befestigt werden und zwar wegen der wechselnden Füllhöhe des Beckens in ihrer ganzen Oberfläche. Hierzu verwendet man vielfach gutes Steinpflaster, welches eine Unterbettung aus grobem Kies oder Steinschlag erhalten oder in Mörtel verlegt werden mufs, damit die feinen Erdteilchen des Dammkörpers nicht vom Wasser ausgespült werden können.

Die Erwägung, dafs steile Böschungen von dem Wellenschlage weniger zu leiden haben als flache, hat zu der in Frankreich oft vorkommenden, in F. 14ª und 16, T. VIII dargestellten Behandlung der Böschungen geführt, bei welcher kräftige und ziemlich steile wasserdichte Bekleidungen mit breiten, schwach geneigten Bermen abwechseln. Beim Staudamm von Paroy (F. 16) sind diese Bekleidungen unten 0,55 m, oben 0,40 m stark und ruhen auf einer 0,40 m dicken Betonschicht. Die Bermen haben 0,10 m Beton und darüber ein 0,15 m starkes Pflaster. Die Wahl einer solchen Bekleidung setzt voraus, dafs der Dammkörper sich bereits vollständig gesetzt hat. Kommen trotzdem noch Senkungen vor, so sind die dann entstehenden Risse und Fugen durch Mörtel zu schliefsen. Kleine Teichdämme können an der Wasserseite auch mit Faschinen, Flechtzäunen oder Bohlen bekleidet werden.

2. Staudämme aus Mauerwerk. Gemauerte Staudämme über 20 m Höhe pflegen nur auf felsigem Untergrunde erbaut zu werden und sind auf solchem bis zu reichlich 50 m Höhe wiederholt ausgeführt worden. Der Staudamm del Gasco am Guaderrama soll sogar eine Höhe von 93 m gehabt haben. — Die Grundrifsgestaltung ist häufig bogenförmig, sodafs die Mauer gewölbartig zwischen die Thalwände eingespannt erscheint. Abgesehen von einer solchen Druckverteilung, auf welche man nicht mit Sicherheit rechnen kann, ist dies namentlich deshalb zweckmäfsig, weil die Schwindrisse, welche in langen Mauern durch Wärmeänderungen entstehen, bei gekrümmter Grundform durch den Wasserdruck zusammengeprefst und dadurch weniger nachteilig werden.

Die den gemauerten Staudämmen zu gebende Stärke und Querschnittsform soll nachstehend im Zusammenhange mit ihrer Festigkeitsberechnung erörtert werden.

Fig. 36.



Form und Stärke der gemauerten Staudämme. Der auf die Mauer wirkende Wasserdruck kann nach seiner Gröfse und Lage genau festgestellt werden (vergl. § 5), welcher Umstand für die Berechnung günstig ist und dieselbe sicherer, auch einfacher als die Berechnung der Stützmauern gegen Erddruck macht. Fig. 36 zeigt die für gemauerte Staudämme zweckmäfsige und bei neueren Ausführungen wiederholt angewandte Querschnittsform, sie veranschaulicht zugleich die auftretenden äufseren Kräfte. Es bezeichnen:

$AB = l$ die in der Wassertiefe h vorhandene Mauerstärke,

S den Schwerpunkt des Mauerkörpers,
SE die Schwerlinie,
a den Anlauf der Vorderfläche.

Alle Längen sind in Metern, alle Gewichte in Tonnen angegeben, die letzteren beziehen sich auf 1 m Mauerlänge. Es sei:

q = Gewicht von 1 cbm Mauerwerk,
F = Querschnittsfläche und
Q = Gewicht der Mauer, ferner
F_0 = Wasserquerschnitt zwischen der Lotrechten AC und der Mauer.

Die Berechnung mufs für zwei Belastungszustände geführt werden, nämlich ohne und mit Wasserdruck. In dem ersten Falle, wenn das Sammelbecken ganz leer ist, liegt der Mittelpunkt des die Schnittfläche AB belastenden Druckes in der Schwerlinie des oberen Mauerkörpers, also in E, während er bei gefülltem Becken infolge des Wasserdruckes nach D verschoben wird. $ED = z$ soll die Verschiebungsweite des Druckmittelpunktes für den Schnitt AB genannt werden.

Indem man die Druckmittelpunkte E und D aller wagrechten Schnittebenen miteinander verbindet, erhält man die Drucklinien für das Eigengewicht und für vollen Wasserdruck.

Bei leeren Sammelbecken ist der auf AB entfallende Druck $= Q$, und wenn derselbe gleichmäfsig auf die ganze Schnittfläche verteilt wäre, so würde die Beanspruchung gleich $\frac{Q}{l}$ in $\frac{\text{Tonnen}}{\text{Quadratmeter}} = \frac{\text{t}}{\text{qm}}$ sein.

Nun liegt jedoch E in der Regel nicht in der Mitte von AB und dies wäre auch unzweckmäfsig, weil dann der Druckmittelpunkt D des zweiten Belastungsfalles um die ganze Verschiebungsweite z von der Mitte abstehen würde. Man mufs vielmehr den Mauerquerschnitt so anordnen, dafs $AE = u_1$ ungefähr um die halbe Verschiebungsweite kleiner als $\frac{l}{2}$ wird. In dem oberen Teile des Staudammes ist dies freilich nicht möglich, indem der obere Mauerteil entweder ganz oder doch nahezu lotrechte Seitenflächen erhält und somit E zunächst ziemlich in der Mitte liegt. Aber hier ist sowohl die Druckbeanspruchung wie die Verschiebungsweite noch gering, weshalb jene Lage von E noch keinen Mehraufwand an Mauerstärke bedingt. Mit zunehmender Wassertiefe mufs man jedoch den Fufspunkt E der Schwerlinie aus der Mitte von AB herauszubringen suchen und dies ist der Grund, weshalb die Mauer auf der Wasserseite einen sehr viel kleineren Anlauf als auf der Landseite erhält.

In grofser Wassertiefe wird die Mauerstärke sehr bedeutend und es ist zweifelhaft, ob sich dann der Druck noch in gleicher Weise wie bei einem elastischen Balken mit einer im Verhältnis zu seiner Länge nur kleinen Höhe verteilt. In Ermangelung einer besseren theoretischen Grundlage ist man jedoch auf jene Annahme angewiesen und es gelten somit für die an der Kante A auftretende gröfste Beanspruchung durch das Eigengewicht die Formeln:

wenn $u_1 > \frac{l}{3}$ ist,

$$\sigma_1 = \frac{Q}{l}\left(4 - \frac{6u_1}{l}\right) \quad \text{61.}$$

und wenn $u_1 < \frac{l}{3}$ ist,

$$\sigma_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{Q}{u_1} \quad \text{62.}$$

In dem zweiten Belastungsfalle liegt der Druckmittelpunkt zwischen der Mauermitte und der Kante B, es findet also die stärkste Beanspruchung, welche zum Unterschiede von der ersten mit σ_2 bezeichnet werden soll, bei B statt. Der auf AB entfallende lotrechte Druck ist

$$R = Q + V,$$

und daher

$$\sigma_2 = \frac{Q+V}{l}\left(4 - \frac{6u_2}{l}\right), \quad \ldots \quad 63.$$

wenn $u_2 > \frac{l}{3}$, dagegen

$$\sigma_2 = \frac{2}{3} \cdot \frac{Q+V}{u_2}, \quad \ldots \quad 64$$

wenn $u_2 < \frac{l}{3}$ ist.

Die Gleichgewichtsbedingung für A als Drehpunkt lautet, wenn $\mathfrak{M}$ das Moment des Wasserdrucks bedeutet,

$$\mathfrak{M} = R(u_1 + z) - Q u_1.$$

$\mathfrak{M}$ ist durch Gleichung 60, in welcher $b = 1$ und $\gamma = 1$ zu setzen ist, gegeben. Die Ausrechnung ergiebt die Verschiebungsweite

$$z = \frac{\mathfrak{M} - V u_1}{Q + V} = \frac{1}{qF + F_0}\left[\frac{h^3}{6} - F_0 u_1 + F_0 e\right] \quad \ldots \quad 65.$$

Hiernach gestaltet sich die Festigkeitsprüfung eines gegebenen Staudammes ziemlich einfach. Durch Aufsuchung der Schwerlinie der Querschnittsfläche des Mauerkörpers findet man den Punkt E und die Strecke u_1, sodann aus Gleichung 65 die Verschiebungsweite z. Dadurch ist auch der Punkt D und die Strecke $DB = u_2$ gegeben, nämlich

$$u_2 = l - (u_1 + z)$$

und es können die Kantenpressungen σ_1 und σ_2 nach den obigen Formeln berechnet werden. Wenn u_1 und u_2 nahezu gleich grofs ausfallen, so ist die Masse des Mauerwerks richtig verteilt, andernfalls ist die Querschnittsform nicht als zweckmäfsig anzusehen.

Bei dem Entwerfen des Staudammes würde es zu umständlich sein, die Schwerlinie für jedes Versuchsprofil aufzusuchen. Dies ist aber auch nicht nötig, indem sich in anderer Weise ein Näherungswert für die Mauerstärke l ermitteln und dadurch das Probieren erheblich abkürzen läfst. Es gilt nämlich die Regel, dafs in den gemauerten Staudämmen keine Zugspannungen eintreten dürfen, was wegen des Öffnens der Fugen und des Eindringens von Wasser in dieselben gefährlich sein würde. Daher mufs die Mauerstärke l mindestens gleich der dreifachen Verschiebungsweite sein. Setzt man nun in Gl. 65 $z = \frac{l}{3}$ und $u_1 = \frac{l}{3}$, ferner $\mathfrak{M}$ näherungsweise $= \frac{h^3}{6}$, so erhält man

$$l = \frac{h^3}{2Q + 4V} = \frac{h^3}{2qF + 4F_0} \quad \ldots \quad 66.$$

Aus dieser Formel läfst sich mit Leichtigkeit erkennen, ob die gewählte Mauerstärke an und für sich ausreichend ist. Ist sie kleiner als der Formelwert, so kann die Bedingung, dafs weder die Drucklinie für das Eigengewicht, noch diejenige für vollen Wasserdruck näher als auf $\frac{l}{3}$ an die Mauerkanten herantreten soll, überhaupt nicht erfüllt werden; ist sie aber nach der Formel ausreichend, so hängt die Erfüllung jener Bedingung von der Querschnittsform ab.

Das Entwerfen erfolgt am besten stückweise von oben nach unten, indem man die Form und Stärke zunächst für den oberen Teil von mäfsiger Höhe bestimmt. Als-

dann geht man zu einer gröfseren Gesamthöhe über und konstruiert im Anschlufs an das bereits festgestellte obere Stück das untere als Trapez in solcher Weise, dafs die Grundbreite l dem Formelwert 66 etwas reichlich genügt und dafs ferner jedenfalls die Drucklinie für vollen Wasserdruck innerhalb des mittleren Mauerdrittels bleibt. Hierbei geht zweckmäfsig die Anwendung der Formeln 66 und 65 mit der zeichnerischen Darstellung der einzelnen Teile der Mauer Hand in Hand, auch kann man statt der genauen Formel 65 näherungsweise

$$z = \frac{h^3}{6\,q\,F + 12\,F_0} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 67.$$

setzen.

Dieses Verfahren ist einfach und zugleich anregend. Man wird bemerken, dafs es vorteilhaft ist, die Mauer zunächst nur nach der Landseite hin zu verbreitern und die dem Wasser zugekehrte Fläche lotrecht zu halten. In einer gewissen Tiefe würde jedoch die innere Kantenpressung der entlasteten Mauer stärker werden als die äufsere Kantenpressung bei vollem Wasserdrucke und alsdann hat man der Mauer auch an der Wasserseite einen Anlauf zu geben.

Bis zu Wassertiefen von etwa 30 oder 40 m, je nach dem Einheitsgewichte q des Mauerwerkes und nach seiner Druckfestigkeit, ergeben sich bei Wahl der Mauerstärke nach Formel 66 gewöhnlich keine die zulässige Beanspruchung überschreitenden Kantenpressungen. Bei noch gröfserer Höhe der Mauer wird es aber notwendig, zur Ermäfsigung der Kantenpressungen gröfsere Mauerstärken zu wählen und eine noch gröfsere Verbreiterung mufs meist am Fufse der Mauer vorgesehen werden, damit der Baugrund nicht zu stark belastet wird.

Sicherheit gegen Gleiten ist bei der Stärke, welche der Mauer mit Rücksicht auf die Verschiebungsweite z der Drucklinien gemäfs Formel 66 gegeben werden mufs, stets vorhanden. Es genügt dazu, weil $H = \frac{h^2}{2}$ die einzige wagrechte Kraft und der Reibungswinkel für Mauerwerk mindestens $= 35°$ ist, ein Gewicht

$$Q + V = \frac{H}{tang\ 35°} = \text{rund } 0{,}7\,.\,h^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 68.$$

Wenn man aber die Mauer nicht nach Formel 66, sondern lediglich nach der höchsten zulässigen Druckbeanspruchung anordnen wollte, so könnte unter Umständen ihr Gewicht kleiner werden als nach Formel 68 erforderlich ist. Auch aus diesem Grunde ist es ratsam, an der Bedingung, dafs beide Drucklinien im inneren Drittel liegen sollen, festzuhalten.

Die Querschnittsfläche F der Mauer fällt um so kleiner aus, je gröfser das Einheitsgewicht q des Mauerwerkes ist. Man erkennt dies leicht daraus, dafs der Formelwert 66 abnimmt, wenn q bei unveränderter Querschnittsfläche gröfser wird. Für Staudämme von mäfsiger Höhe ist daher ein schweres Baumaterial vorteilhaft. Bei Höhen von mehr als 30 m ist jedoch der Umstand zu berücksichtigen, dafs die Druckbeanspruchung durch das Eigengewicht zugleich mit q wächst, sodafs hier unter Umständen, sofern man überhaupt eine Auswahl hat, das leichtere Material den Vorzug verdient. Übrigens erfordern hohe Staudämme eine so grofse Mauerwerksmasse, dafs man wohl stets darauf angewiesen sein wird, diejenigen überhaupt brauchbaren Baustoffe zu verwenden, welche mit den geringsten Kosten beschafft werden können.

Die zulässige Beanspruchung des Mauerwerkes hat man bei den ausgeführten Staudämmen meistens nur gleich 60 $\frac{\text{t}}{\text{qm}}$ angenommen und nur in wenigen Fällen ist man über 80 t hinausgegangen. Mafsgebend dafür ist wohl zunächst die Erwägung gewesen,

dafs jede Kühnheit bei der Ausführung der Staudämme unbedingt vermieden werden mufs, da der Einsturz eines solchen Bauwerkes unabsehbares Unglück herbeiführen kann. Dazu kommt noch der Umstand, dafs man die grofse Druckfestigkeit wenigstens in dem oberen Teile der Mauer wegen der Verschiebungsweite der Drucklinien nicht genügend zur Verminderung der Querschnittsfläche auszunutzen im stande ist. Die Hauptsache ist hier eine zweckmäfsige Querschnittsform, erst in gröfserer Tiefe kommt die Zunahme der zulässigen Beanspruchung mehr zur Geltung und ermöglicht eine namhafte Verminderung der Mauerstärke.

Beispiel. Ein Staudamm von 40 m Höhe soll entworfen werden. Der Baugrund ist in 2 m Bodentiefe fester Fels, welcher mit 60 $\frac{\text{t}}{\text{qm}}$ beansprucht werden darf; die zulässige Beanspruchung des Mauerwerkes beträgt 80 $\frac{\text{t}}{\text{qm}}$ und es ist das Einheitsgewicht des letzteren $q = 2{,}25 \frac{\text{t}}{\text{cbm}}$. Die Krone soll befahrbar und deshalb 4 m breit sein; der gewöhnliche Stauspiegel liegt zwar 1,50 m unter der Krone, bei Sturm und Hochwasser steigt jedoch der Wasserstand so hoch, dafs derselbe als in Kronenhöhe liegend in Rechnung gestellt werden soll.

Auflösung. Die Höhe, bis zu welcher die Kronenstärke von 4 m ausreicht, findet man nach Formel 65, wenn darin $F_0 = 0$ und $z = \frac{l}{6}$ gesetzt wird, nämlich

$$\frac{l}{6} = \frac{1}{q\,l\,h}\,\frac{h^3}{6} \text{ oder } h = l\,\sqrt{q}.$$

Es ist also $h = 4{,}0\,\sqrt{2{,}25} = 6{,}0$ m.

2. Abschnitt. Man geht jetzt zu einer gröfseren Gesamthöhe über und wählt, da es nicht nötig ist, bei dem ersten Entwurfe viele kleine Abschnitte zu bilden, $h = 15$ m. Die untere Mauerstärke sei l, dann ist

$$F = 4{,}0\,.\,6{,}0 + \frac{4{,}0 + l}{2}\,.\,9{,}0 = 42{,}0 + 4{,}5\,l$$

und nach Gleichung 66

$$l = \frac{15^3}{2\,.\,2{,}25\,(42{,}0 + 4{,}5\,l) + 4\,F_0}.$$

Es sei zunächst die Vorderfläche lotrecht angenommen, dann ist $F_0 = 0$ und man erhält für l die Bedingungsgleichung

$$l\,(189 + 20{,}25\,l) = 3375,$$

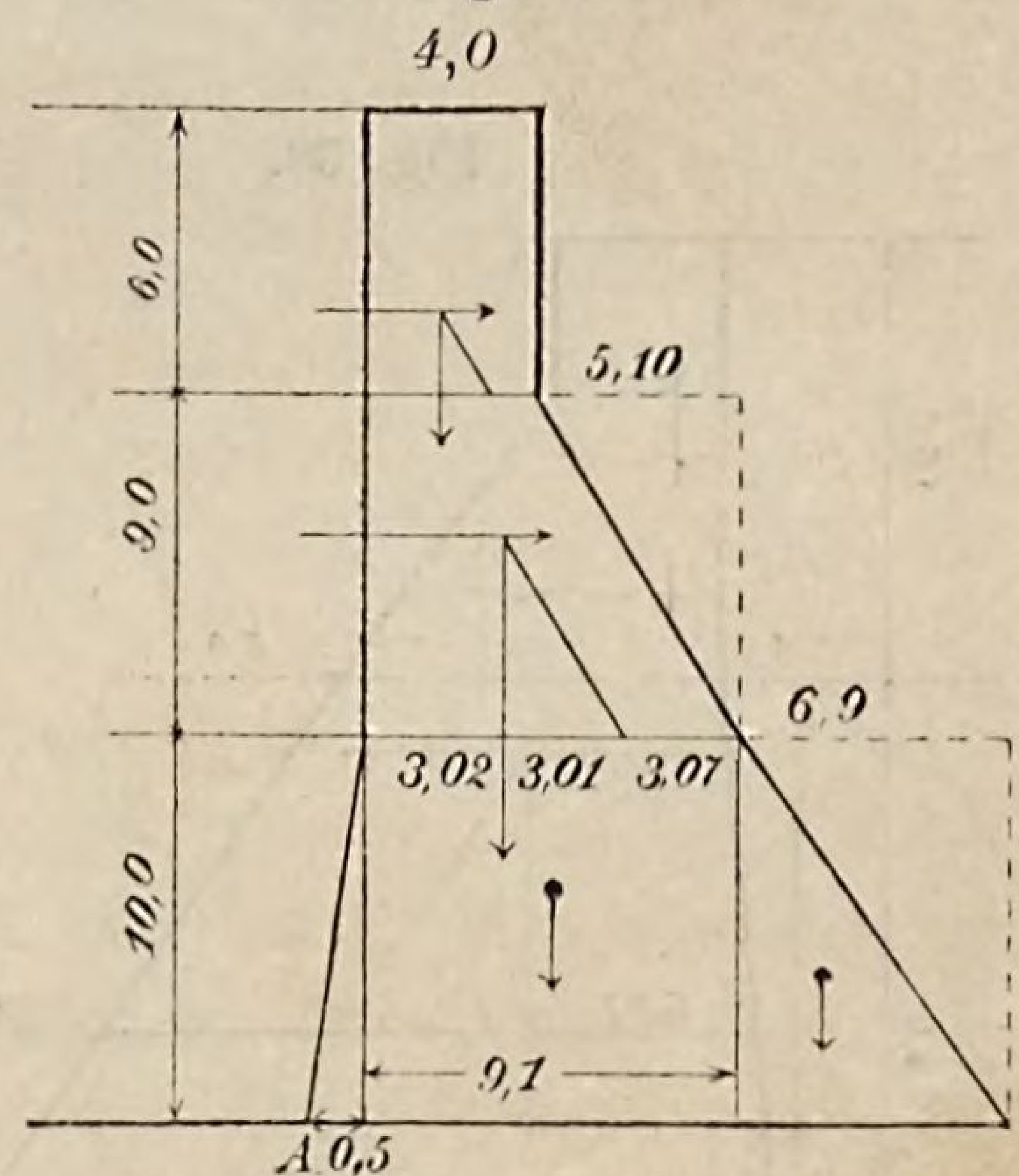
woraus sich durch einiges Probieren (am besten unter Anwendung des Rechenschiebers) als abgerundete Wurzelgröfse $l = 9{,}1$ m ergiebt.

Nun ist der Abstand u_1 der Schwerlinie von der Vorderkante zu ermitteln. Man erhält ihn aus der Momentengleichung für die Vorderkante als Drehpunkt, nämlich (vergl. Fig. 37)

$$F\,.\,u_1 = 24{,}0\,.\,\frac{4{,}0}{2} + 4{,}0\,.\,9{,}0\,.\,\frac{4{,}0}{2} + \frac{5{,}1\,.\,9{,}0}{2}\left(4{,}0 + \frac{5{,}1}{3}\right)$$

$$u_1 = \frac{48{,}0 + 72{,}0 + 130{,}8}{42{,}0 + 4{,}5\,.\,9{,}1} = \frac{250{,}8}{83{,}0} = 3{,}02 \text{ m}.$$

Fig. 37.



Da u_1 ziemlich genau $= \frac{l}{3}$ ist, so fällt die Druckverteilung günstig aus und der gewählte Querschnitt kann beibehalten werden. Aus Formel 65 erhält man

$$z = \frac{15^3}{6\,.\,2{,}25\,.\,83{,}0} = 3{,}01 \text{ m}$$

und es ist daher

$$u_2 = 9{,}10 - (3{,}02 + 3{,}01) = 3{,}07 \text{ m}.$$

Für die Kantenpressungen sind die Formeln 62 bezw. 63 anzuwenden und man erhält daraus

$$\sigma_1 = \frac{2}{3}\,\frac{2{,}25\,.\,83{,}0}{3{,}02} = \text{rund } 41{,}2 \frac{\text{t}}{\text{qm}}$$

$$\sigma_2 = \frac{2{,}25\,.\,83{,}0}{9{,}1}\left(4 - \frac{6\,.\,3{,}07}{9{,}1}\right) = \text{rund } 40{,}6 \frac{\text{t}}{\text{qm}}$$

3. Abschnitt. Die Höhe desselben sei = 10 m, also die Gesamthöhe $h = 25$ m. Die Querschnittsfläche ist

$$F = 83{,}0 + \frac{9{,}1 + l}{2}\,10{,}0 = 128{,}5 + 5{,}0\,l,$$

und wenn man probeweise den Anlauf a der Vorderfläche gleich 0,50 m setzt, so ist

$$F_0 = 15{,}0\,.\,0{,}5 + \frac{0{,}5}{2}\,.\,10{,}0 = 10{,}0 \text{ qm}.$$

Die Bedingungsgleichung 66 für l lautet daher

$$l\,[2\,.\,2{,}25\,(128{,}5 + 5{,}0\,.\,l) + 4\,.\,10{,}0] = 25^3 \quad \text{oder} \quad l\,(618{,}2 + 22{,}5\,l) = 15\,625,$$

hieraus ergiebt sich $l =$ rund 16,0 m.

Um etwas Spielraum in Bezug auf die Lage der Druckmittelpunkte zu erhalten, mag l etwas gröſser und zwar versuchsweise = 16,50 m angenommen werden. Die Fläche und Schwerpunktslage des 15 m hohen oberen Teiles ist bereits bekannt. Der untere Abschnitt ist

$$\frac{9{,}1 + 16{,}5}{2}\,.\,10{,}0 = 128 \text{ qm}$$

groſs und läſst sich in ein mittleres Rechteck und zwei seitliche Dreiecke zerlegen. Für die Vorderkante als Drehpunkt lautet daher die Momentengleichung

$$(83 + 128)\,u_1 = 83\,(0{,}50 + 3{,}02) + \frac{5{,}0}{2}\,.\,\frac{2\,.\,0{,}5}{3} + 91\left(0{,}5 + \frac{9{,}1}{2}\right) + \frac{69}{2}\left(0{,}5 + 9{,}1 + \frac{6{,}90}{3}\right).$$

Dies giebt

$$u_1 = \frac{1163}{211} = 5{,}51 \text{ m}.$$

Ferner ist

$$F = 83 + 128 = 211, \quad F_0 = 10{,}0$$

und

$$F_0\,.\,e = 15{,}0\,.\,0{,}5\,.\,\frac{0{,}5}{2} + \frac{10{,}0\,.\,0{,}5}{2}\,.\,\frac{0{,}5}{3} = \text{rund } 2{,}3,$$

also nach Formel 65

$$z = \frac{1}{2{,}25\,.\,211 + 10{,}0}\left[\frac{15625}{6} - 10{,}0\,.\,5{,}51 + 2{,}3\right],$$

$$z = \frac{2604{,}2 - 55{,}1 + 2{,}3}{475 + 10} = 5{,}26 \text{ m}$$

und sodann

$$u_2 = 16{,}5 - (5{,}51 + 5{,}26) = 5{,}73 \text{ m}.$$

Die Lage der beiden Druckmittelpunkte E und D ist daher so günstig, daſs die gewählte Querschnittsform beibehalten werden kann, zumal auch die Kantenpressungen noch unter dem zulässigen Höchstbetrage bleiben. Es ist nämlich

$$\sigma_1 = \frac{475}{16{,}5}\left(4 - \frac{6\,.\,5{,}51}{16{,}5}\right) = 57{,}6\,\frac{\text{t}}{\text{qm}}$$

und

$$\sigma_2 = \frac{475 + 10}{16{,}5}\left(4 - \frac{6\,.\,5{,}73}{16{,}5}\right) = 56{,}5\,\frac{\text{t}}{\text{qm}}.$$

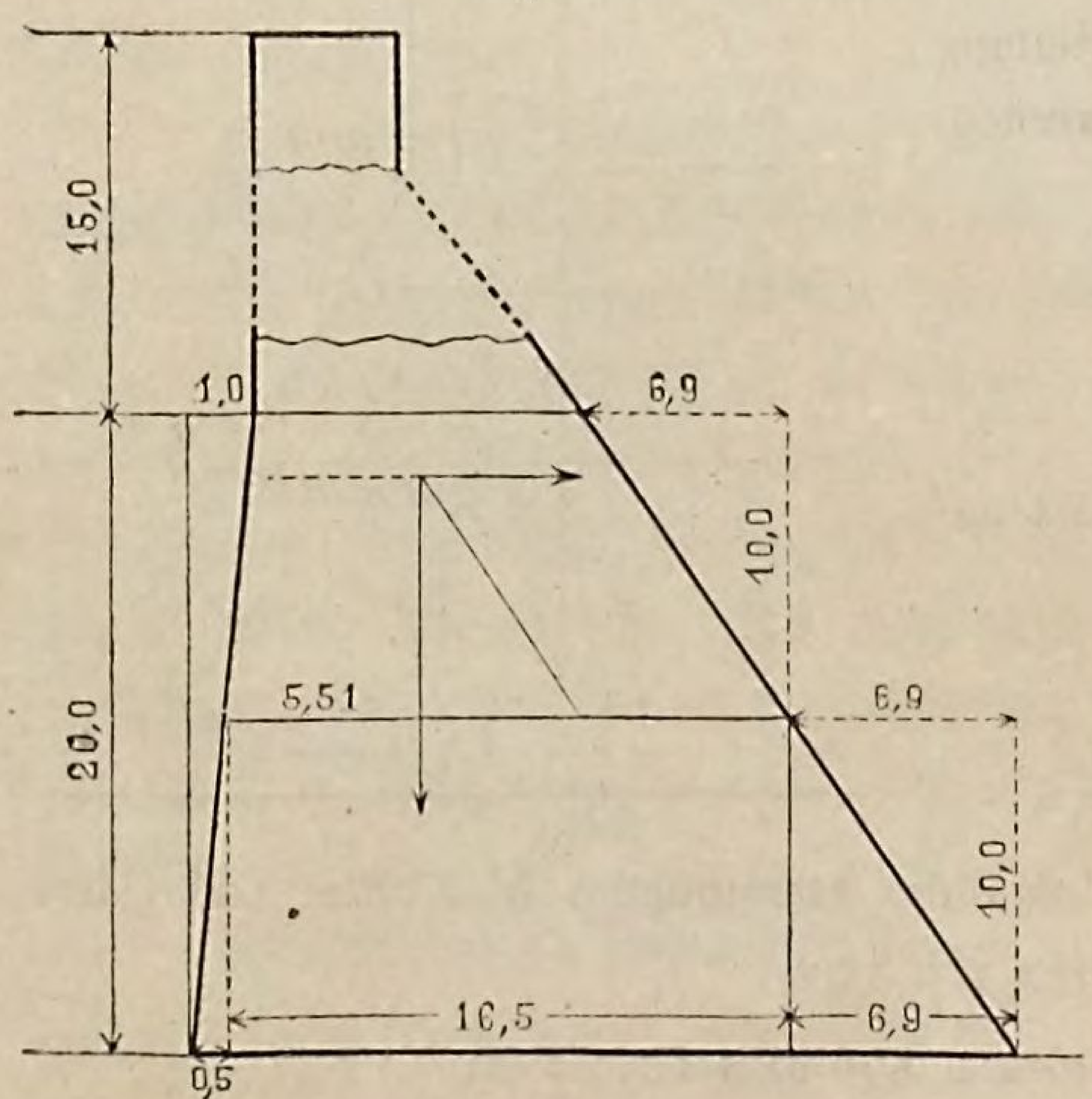
4. Abschnitt. Die Höhe desselben sei wieder = 10 m, die Gesamthöhe nunmehr = 35 m.

Wenn man versuchsweise das Neigungsverhältnis des dritten Abschnittes an der Wasserseite wie an der Landseite beibehält, so wird $l = 16{,}5 + 0{,}5 + 6{,}9 = 23{,}9$ m und es ergiebt sich in gleicher Weise wie vorhin

$$F = 211 + \frac{16{,}5 + 23{,}9}{2}\,10{,}0 = 413 \text{ qm},$$

$$u_1 = \frac{211\,(0{,}50 + 5{,}51) + \frac{5{,}0}{2}\,.\,\frac{2\,.\,0{,}5}{3} + 165\left(0{,}5 + \frac{16{,}5}{2}\right) + \frac{69}{2}\left(0{,}5 + 16{,}5 + \frac{6{,}9}{3}\right)}{413},$$

Fig. 38.



$$u_1 = 8{,}20 \text{ m},$$

$$F_0 = 15\,.\,1{,}0 + 20\,.\,\frac{1{,}0}{2} = 25{,}0 \text{ qm},$$

$$F_0\,.\,e = 15{,}0\,.\,\frac{1{,}0}{2} + 10{,}0\,.\,\frac{1{,}0}{3} = \text{rund } 10{,}8 \text{ tm},$$

$$Q = 2{,}25\,.\,413 = 929 \text{ t},$$

$$z = \frac{1}{929 + 25}\left(\frac{42875}{6} - 25\,.\,8{,}20 + 10{,}8\right),$$

$$z = \frac{6952}{954} = 7{,}30 \text{ m},$$

$$u_2 = 23{,}9 - (8{,}20 + 7{,}30) = 8{,}40 \text{ m}.$$

Die Druckverteilung ist günstig, indem u_2 etwas gröſser als u_1 wird. Da die Verschiebungsweite z kleiner als u_1 und u_2 ausgefallen ist, so könnte die Mauerstärke l noch etwas ermäſsigt werden, wenn dies mit Rücksicht auf die Kantenpressungen zulässig wäre. Es ist aber bereits

$$\sigma_1 = \frac{929}{23{,}9}\left(4 - \frac{6\,.\,8{,}20}{23{,}9}\right) = 75{,}5\,\frac{\text{t}}{\text{qm}},$$

$$\sigma_2 = \frac{954}{23{,}9}\left(4 - \frac{6\,.\,8{,}40}{23{,}9}\right) = 75{,}6\,\frac{\text{t}}{\text{qm}}$$

und daher die Mauerstärke beizubehalten.

5. Abschnitt. Die Kantenpressungen sind in der Wassertiefe von 35 m bereits so grofs geworden, dafs fernerhin die dreifache Verschiebungsweite z für die erforderliche Stärke l der Mauer nicht mehr ausreicht. Dazu kommt noch der Umstand, dafs der Baugrund nur mit 60 $\frac{t}{qm}$ belastet werden darf. Der letzte Abschnitt von 7 m Höhe des Mauerwerks und 5 m Wassertiefe über Thalsohle mufs daher auf beiden Seiten stark verbreitert werden und es wird die zweckmäfsige Querschnittsform am besten durch einiges Probieren gefunden, wobei die Schwerpunktslage u_1 und die Verschiebungsweite z entweder in der früheren Weise durch Rechnung oder auf zeichnerischem Wege ermittelt werden kann. Nachstehend sind nur die Ergebnisse für die Grundlinie AB kurz angegeben; die Querschnittsform geht aus Fig. 39 hervor, woselbst der ganze Staudamm mit Angabe der Mauerstärken und der Strecken u_1, z und u_2 übersichtlich dargestellt ist.

Es ist

$$AB = l = 37{,}60 \text{ m},$$

$$F = 413 + 221 = 634 \text{ qm},$$

$$u_1 = \frac{9640}{634} = 15{,}20 \text{ m},$$

$$F_0 = 235 \text{ qm},$$

$$F_0 . e = \text{rund } 726 \text{ tm}.$$

Ferner das Moment des Wasserdrucks

$$\mathfrak{M} = \frac{40^2}{2}\left(2{,}0 + \frac{40}{3}\right) + F_0 . e = 12\,267 + 726 = 12\,993,$$

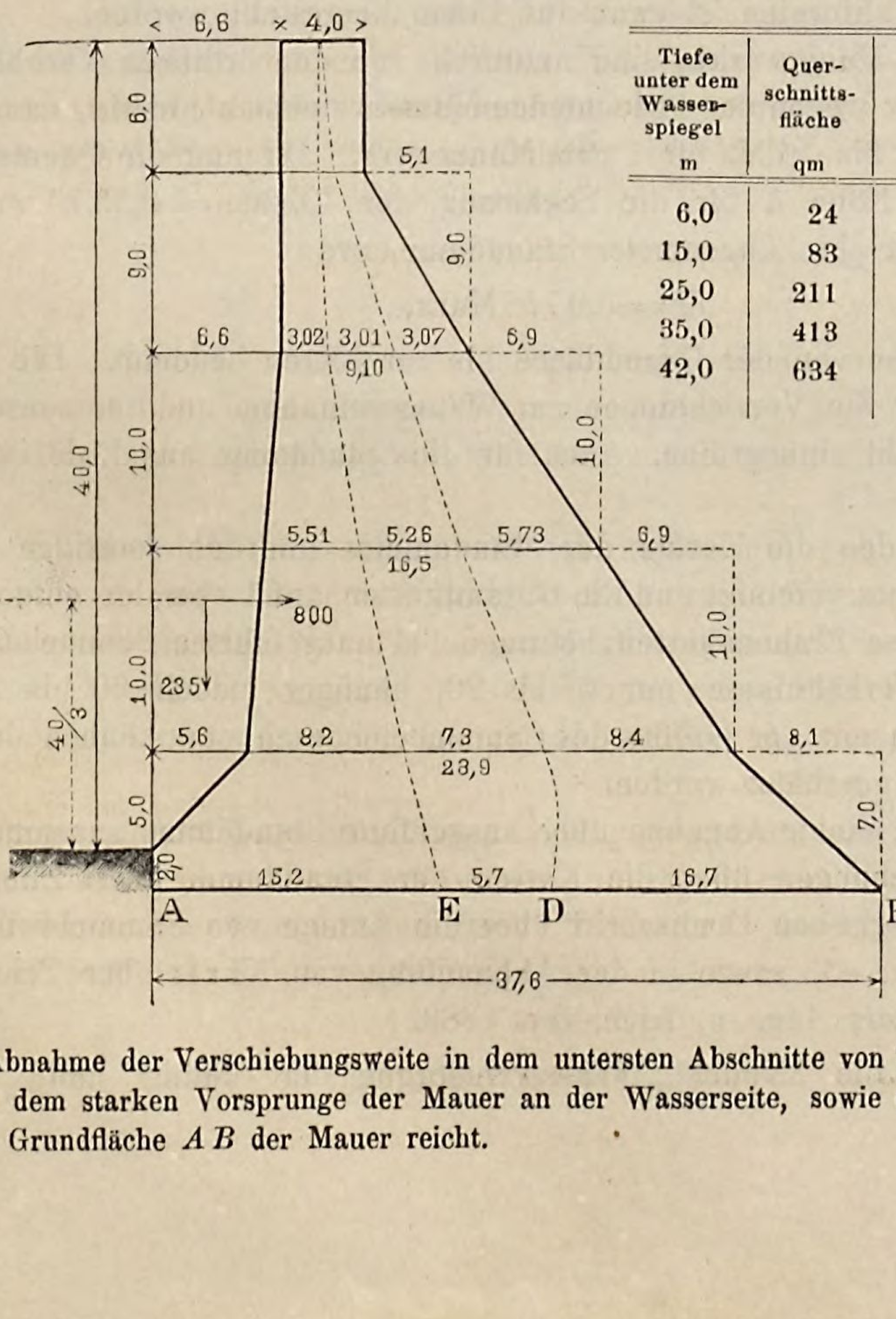
$$z = \frac{12\,993 - 235 . 15{,}20}{2{,}25 . 634 + 235} = \frac{9420}{1427 + 235} = \text{rund } 5{,}70,$$

$$u_2 = 37{,}60 - (15{,}20 + 5{,}70) = 16{,}70 \text{ m},$$

$$\sigma_1 = \frac{1427}{37{,}6}\left(4 - \frac{6 . 15{,}2}{37{,}6}\right) = 60{,}0 \frac{t}{qm},$$

$$\sigma_2 = \frac{1662}{37{,}6}\left(4 - \frac{6 . 16{,}7}{37{,}6}\right) = \text{rund } 58{,}8 \frac{t}{qm}.$$

Fig. 39.



Tiefe unter dem Wasserspiegel	Querschnittsfläche	Kantenpressung in $\frac{t}{qm}$	
m	qm	σ_1	σ_2
6,0	24	13,5	27,0
15,0	83	41,2	40,6
25,0	211	57,6	56,5
35,0	413	75,5	75,6
42,0	634	60,0	58,8

Die Abnahme der Verschiebungsweite in dem untersten Abschnitte von 7,30 auf 5,70 m findet ihre Erklärung in dem starken Vorsprunge der Mauer an der Wasserseite, sowie darin, dafs die Wassertiefe nicht bis zur Grundfläche AB der Mauer reicht.

Wie das vorstehend behandelte Beispiel erkennen läſst, kann die Querschnittsfläche der Mauer durch Erhöhung der zulässigen Druckbeanspruchung des Mauerwerkes nur wenig vermindert werden, während es andererseits sehr wichtig ist, einen Baugrund zu haben, welcher ebenso stark wie das Mauerwerk belastet werden darf.

3. Ausführung und Kosten. Die wesentlichsten die Ausführung der Staudämme betreffenden Punkte sind gelegentlich Besprechung ihrer Bauart (S. 261 u. folg.) bereits erwähnt. Hier mag noch auf ein Verfahren beim Bau eines Staudammes aus Erde hingewiesen werden, welches neuerdings beim Liez-Damm (Departement der Haute-Marne) mit Erfolg angewendet ist. Die Mischung und Dichtung der Erdmassen wurde hier mittels einer Walzegge, die einem Fowler'schen Pfluge ähnelt, und einer Scheibenwalze bewerkstelligt und bei Bewegung dieser Maschinen benutzte man die bei Bewegung der Fowler'schen Dampfpflüge üblichen Vorrichtungen. Näheres enthält eine Mitteilung von Cadart, vergl. S. 272.

Die gemauerten Staudämme werden fast alle aus den in der Nähe zu gewinnenden Bruchsteinen erbaut und zwar sucht man die Einrichtung so zu treffen, daſs die Steine aus den Brüchen unmittelbar auf Förderbahnen nach den Verwendungsstellen geschafft werden können. Die Ausführung erfolgt meistens als Cyklopenmauerwerk mit ziemlich groſsen Blöcken, welche nur roh bearbeitet werden. Bei der Alfeld-Mauer im Elsaſs waren die Steine durchschnittlich 0,15 bis 0,20 cbm, die gröſsten 0,50 cbm groſs. Der Mörtel bestand daselbst aus 1 Gewichtsteil Cement, 2 Gewichtsteilen Wasserkalk und 10 Gewichtsteilen Sand. Die Zwischenräume zwischen den gröſseren Blöcken müssen sehr sorgfältig mit kleinen Steinen in Mörtel oder mit Beton ausgefüllt werden. Der San Mateo-Damm in Californien ist ganz aus Beton hergestellt worden.

Die Kosten des Mauerwerkes sind natürlich von den örtlichen Verhältnissen abhängig, stellen sich aber wegen der bedeutenden Massen ziemlich niedrig, nämlich durchschnittlich etwa auf 12 bis 16 M. für 1 cbm Mauerwerk. Da nun die Querschnittsfläche einer Mauer von der Höhe h für die Schätzung der Kosten $= 0,35\, h^2$ angenommen werden kann, so kostet ein Längenmeter Staudamm etwa

$$K = 5,0 \,.\, h^2 \text{ Mark},$$

wobei h die ganze Höhe von der Grundfläche bis zur Krone bedeutet. Die Kosten für Grunderwerb sowie für die Vorrichtungen zur Wasserentnahme und für sonstige Nebenanlagen sind hierin nicht einbegriffen. Auch für die Staudämme aus Erde ist die obige Formel anwendbar.

Gewöhnlich werden die Kosten des Staudammes mit den sonstigen Kosten der Anlage des Sammelteiches vereinigt und die Gesamtkosten auf 1 cbm des aufgespeicherten Wassers bezogen. Diese Einheitskosten betragen bei ausgeführten Sammelteichen unter besonders günstigen Verhältnissen nur 6 bis 20, häufiger jedoch 60 bis 90 Pf.; sie nehmen im allgemeinen mit der Gröſse des Sammelteiches ab und können durchschnittlich auf 40 bis 60 Pf. geschätzt werden.

Auf S. 271 sind einige Angaben über ausgeführte Staudämme zusammengestellt.

Andere Untersuchungen über die Kosten der Staudämme nebst Zubehör findet man in der würtembergischen Denkschrift über die Anlage von Sammelweihern. Stuttgart 1883, S. 29, 41 u. 43, sowie in der Abhandlung von Kraft über Teichbauten in der Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882.

Ferner ist auf die Kapitel „Wasserversorgung der Städte“ und „Schiffahrtskanäle“ zu verweisen.

Ausgeführte Staudämme.

No.	Standort oder Name.	Erbaut aus	Höhe d. Krone über dem Thalboden m	Breite der Krone m	Breite am Boden m	Vollendet im Jahre	Grundrifsform.	Bemerkungen.
1	Alicante oder Tibi in Spanien	Mauerwerk	41,0	19,5	33,7	1584	Kreislinie von 60 m Halbmesser	Länge des Staudammes 67,4 m. Inhalt des Sammelteiches 3 700 000 cbm.
2	Settons (Yonne)	desgl.	20,0	4,9	11,4	1858	—	Länge 271 m, Gröfste Füllhöhe 18 m, 2 Überfälle je 3 m breit, Entnahmekanäle unten, sowie 6 und 12 m über dem Boden, Oberfläche des Sammelteiches 360 ha, Inhalt 22 000 000 cbm, Kosten 1 060 000 M. Kann jährlich zweimal gefüllt werden.
3	Montaubry	Erde	16,6	6,0	55,7	1861	geradlinig	Grundfläche 6 m unter Thalboden, Überfall 8 m breit, sein Rücken 2,6 m unter Krone, Oberfläche des Sammelteiches 125 ha, Inhalt 5 100 000 cbm, Kosten 440 000 M. Die untere Länge des Staudammes beträgt nur 39 m, die obere 132 m.
4	Mittersheim	„	8,8	6,0	31,5	1867	desgl.	Länge 332 m, Stauspiegel 0,70 m unter, Brüstung 1,0 m über der Krone, Oberfläche des Sammelteiches 262 ha, nutzbarer Inhalt 5 800 000 cbm.
5	Furens bei St. Etienne	Mauerwerk	50,0	5,7	47,0	1866	Kreislinie von 252 m Halbmesser	Länge 100 m, Brustwehr über der Krone 5,0 m hoch und 3,8 m stark, 2 Entnahme-Stollen in 8 und 44,5 m Höhe über dem Boden, Oberfläche des Sammelteiches 7,5 bezw. 9,5 ha, Inhalt 1 600 000 cbm, Kosten 1 120 000 M.
6	St. Chamond (Ban-Flufs)	„	47,8	4,9	38,7	1871	etwas gekrümmt	Gröfste Füllhöhe nur 42 m, Überfall 30 m breit, Inhalt des Sammelteiches 2 000 000 cbm, Kosten 1 040 000 M, Die Einnahmen für Wasser betrugen im Jahre 1873 bereits 66 000 M.
7	Villar in Spanien	„	51,9	4,5	47,0	1878	Kreislinie von 134 m Halbmesser	Länge 166 m, Überfall 60 m breit, sein Rücken 2,50 m unter Krone, Inhalt des Sammelteiches 20 000 000 cbm, Kosten 1 643 000 M.
8	Gileppe in Belgien	„	47,0	15,0	65,8	1875	etwas gekrümmt	Untere Länge 83 m, obere Länge 233 m. Seitliche Überfälle, je 25 m breit, und tiefliegende Entnahme-Stollen mit je zwei eisernen Rohren von 0,85 m Durchmesser, Inhalt 12 500 000 cbm, Kosten 3 640 000 M.
9	Vyrnwy bei Liverpool	„	28,0	6,0	32,0	1885	—	Länge 383 m, Fundamenttiefe 13,5 m, Grundbreite 35,9 m, Oberfläche des Sammelteiches 451 ha, Inhalt 54 Mill. cbm, Kosten 35 Mill. M.
10	San Mateo-Damm bei San Francisco	Beton	57,0	6,7	58,0	—	Kreislinie von 250 m Halbmesser	Der Damm soll 140 Millionen cbm Wasser aufspeichern, Kosten auf 8 Mill. Mark veranschlagt, Länge 210 m.
11	Alfeld im Elsafs	Mauerwerk	23,0	4,0	13,74	1887	etwas gekrümmt	Länge 255 m, Grundfläche 28 m unter Krone und 18,33 m breit, Überfall 10 m breit und 1,72 m unter Krone, Brustwehr 1,0 m hoch, Inhalt des Sammelteiches 1 100 000 cbm, Kosten 440 000 M.

Litteratur über Staudämme.

1. Berechnung gemauerter Staudämme.

Ann. des ponts et chaussées 1875, August, S. 173; 1876, Okt. S. 356; 1877, Aug. u. Nov. S. 258 u. 480.
Krantz. Etude sur les murs de réservoirs. Paris 1870.
Intze. Deutsche Bauz. 1875, No. 47—51.
Genie civil 1888, Bd. 12, S. 196.

Ferner ist im ersten Bande dieses Handbuchs das Kapitel „Konstruktion der Stütz- und Futtermauern" zu vergleichen.

2. Mitteilungen über ausgeführte Staudämme.

Aymard. Irrigations du midi de l'Espagne. Paris 1864.
Dumreicher. Die Wasserwirtschaft des nordwestlichen Oberharzes. Clausthal 1868, S. 8.
Lagrené. Cours de navigation intérieure. 1869, Tome II.
Die Gileppe-Thalsperre. Revue univers. des mines 1876, Bd. 39, S. 610 und Bd. 40, S. 493. Sehr ausführliche Beschreibung mit vielen Zeichnungen. Vergl. auch Zeitschr. f. Baukunde 1879, S. 185.
Debauve. Manuel de l'ingénieur. 1878, Partie II.
Picard. Construction du réservoir de Paroy. Paris 1880 und Ann. des ponts et chaussées 1880, Febr.
Staudämme in Algier. Ann. industr. 1881, Juni, S. 793.
Staudämme in Spanien. Ann. des ponts et chaussées 1881, Sept. S. 224.
Hefs. Bemerkungen über die Anlage von Sammelteichen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1882, S. 203.
Zusammenstellung bedeutender spanischer Staudämme. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 320.
Der Sammelteich bei Villar (Spanien). Engineer 1883, April, S. 294.
Die Thalsperre des Furens. Zeitschr. f. Bauk. 1883, S. 415.
Wasserbauten bei Holyoke in Massachusetts (Staudamm des Connecticut-Flusses). Civil-Techniker 1884, S. 179.
Die Vyrnwy-Thalsperre bei Liverpool. Engineering 1886, Jan.
Ausgeführte Thalsperren in Mauerwerk und Erde. Engineer 1887, März, S. 189.
Die gröfsten Staudämme aller Länder. Engineering news 1888, S. 7.
Intze. Thalsperren-Entwürfe im Gebiet der Wupper. Deutsche Bauz. 1888, S. 438.
Kresnik. Die Sicherheits- und Benutzungsvorkehrungen bei Sammelteich-Thalsperren. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 313.
Fecht. Anlage von Stauweihern in den Vogesen und Bau des Stauweihers im Alfeld. Zeitschr. f. Bauw. 1889, S. 233. Ausführliche Abhandlung.
Der Sammelteich von Torcy-Neuf. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1889, S. 375.
Gaetano Crugnola. Serbatori d'acqua o laghi artificiali. (Sammelbecken und Staudämme.) Turin 1890.
Intze. Thalsperre im Eschbach-Thale. Deutsche Bauz. 1890, S. 467.
Thalsperre von Crystal Springs bei San Francisco. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 14.
Referate für den V. internationalen Binnenschiffahrts-Kongrefs in Paris 1892 über Sammelbecken und Staudämme von Cadart und Fontaine (Frankreich), Llaurado (Spanien), Hörschelmann (Rufsland), Barois (Englisch-Indien).

3. Zerstörte Staudämme.

Bruch des Staudammes bei Bradfield. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1864, S. 402.
Durchbruch eines Reservoirs in Massachusetts. Scient. Americ. 1874, 30. Mai u. 1. Aug.; Engng. 1874, 26. Juni.
Über den Durchbruch des Staudammes von Worcester. Journ. of the amer. soc. of civ. eng. 1876 (Transact. S. 244; proceedings, S. 97).
Über Kanalisation und Thalsperren (Vortrag mit Angaben über zerstörte Staudämme). Wochenschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 145.
Einsturz des massiven Staudammes der Habra. Deutsche Bauz. 1882, S. 113 u. Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 110.
Zur Gefährlichkeit der Sammelteiche. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1883, S. 205.
Bruch der Thalsperre oberhalb Johnstown in Pennsylvanien. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 250.
Bruch des Walnut-Grove-Dammes in Nordamerika. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 133. — Engineering news 1890, Bd. XXIII, S. 206.

Zweiter Abschnitt.

Bewegliche Wehre und Fischpässe.

Bearbeitet von

J. Schlichting,

Professor für Wasserbau an der technischen Hochschule in Berlin.

(Hierzu Tafel IX bis XIV, sowie 38 Textfiguren.)

§ 8. Entwickelung und Arten beweglicher Wehre. Nachdem in den Paragraphen 1 bis 5 des ersten Abschnitts dieses Kapitels Zweck und Wirkung der Stauwerke überhaupt, sowie Stauhöhe, Durchflufsprofil und Festigkeitsberechnung der Wehre, der festen sowohl, wie der beweglichen, auch in § 6 die Konstruktionen der festen Wehre im besonderen erörtert worden sind, handelt es sich in dem vorliegenden zweiten Abschnitte um Erläuterung der Konstruktion, Anordnung und Ausführung beweglicher Wehre, d. h. solcher Wehre, deren stauerzeugende Konstruktionsteile sich nach Erfordern jederzeit beseitigen, also aufser Wirksamkeit setzen lassen, sowie auch um Besprechung der in Wehranlagen — den beweglichen sowohl wie den festen — im Interesse der Fischzucht anzulegenden Fischpässe.

Zu den beweglichen Wehren gehören im weiteren Sinne sämtliche zu zeitweiser Stauerzeugung in Wasserläufen jeder Art dienenden beweglichen Stauwerke. Von diesen werden die zur Be- und Entwässerung der Ländereien gehörigen im Kapitel „Meliorationen", sowie im Kapitel „Deichschleusen", die der Schiffahrt dienenden aber bei Besprechung der Schiffahrtsanlagen erläutert, sodafs hier nur die beweglichen Wehre im engeren Sinne zu erörtern bleiben, insoweit sie den zeitweisen Abschlufs von Wehröffnungen in Wasserläufen bezwecken, bei deren Stauerzeugung es sich entweder um Gewinnung von Wasserkräften für industrielle Anlagen oder um Vermehrung der Schiffbarkeit handelt.

Sonderzweck dieser Wehre ist die Verminderung der Nachteile fester Wehre. Während nämlich das feste Wehr durch dauernde Beschränkung des Durchflufsprofils und Behinderung des Wasserabflusses die Hebung aller Wasserstände, die stetige Erhöhung des Wasserlaufbettes und in Wasserläufen, welche dem Frost unterliegen, auch eine Erschwerung des Eisganges zur Folge hat, machen sich diese Nachteile in den durch bewegliche Konstruktionen abschliefsbaren Öffnungen nur für die Zeit des Abschlusses, der in der Regel nur bei niedrigen Wasserständen erfolgt, geltend, sodafs der Wasserlauf nach Beseitigung der stauerzeugenden Konstruktionen, soweit nicht unvermeidliche feste Teile der Stauanlage Behinderung veranlassen, wieder die Eigenschaften des freien ungestauten Laufes ganz oder teilweise, je nachdem sämtliche oder nur einzelne Wehröffnungen in Frage kommen, annimmt. In Beseitigung bezw. Verminderung der Nachteile fester Wehre liegt die volkswirtschaftliche Bedeutung der beweglichen Wehre, besonders derjenigen, bei denen Konstruktionen zur Anwendung gelangen, welche die Freilegung des Wehres fast in voller Breite des Wasserlaufes ermöglichen.

Als bewegliche Wehre waren vormals nur Schützen- und Dammbalkenwehre bekannt, deren bewegliche Konstruktionen lediglich zum Abschlufs einzelner Wehröffnungen

in festen, zur Beschaffung von Wasserkräften für Mühlenanlagen angeordneten Wehren dienten. Die Freilegung der Wehröffnungen erfolgte hierbei in nicht schiffbaren Flüssen nur zur Zeit höherer Wasserstände, teils um das zum Betriebe der Mühlen nicht erforderliche Wasser abzuführen, teils um beim Abschlufs der nach den Wasserrädern führenden Gerinne einen Ersatz für das verringerte Abflufsprofil durch Freigerinne (Freiarchen) zu schaffen. Zum Abschlufs verwendete man Holztafeln — Schützen, Fallen —, welche sich an die festen Seitenwände der Wehröffnung und an zwischenliegende feste und beweglich hergestellte Zwischenwände — Pfeiler, Grieswände, Setzpfosten — anlehnten. Gröfsere Öffnungen schlofs man durch Balken, sog. Dammbalken, welche, übereinander gelegt, eine Wand bildeten, sich ebenfalls an die Wehrwände lehnten und nach Vervollkommnung ihrer Konstruktion plötzliche Beseitigung gestatteten. Statt der Dammbalken verwendete man auch vertikal stehende, nebeneinander gestellte Holzstiele — Nadeln —, welche sich mit dem Fufsende gegen eine feste Sohlenschwelle — Fachbaum, Drempel — und mit dem Kopfende gegen einen, die Wehröffnung überbrückenden Querbalken — Griesholm — stützten. Diese Konstruktionen sind vielfach ausgebildet und noch jetzt namentlich in kleineren Wasserläufen bei Mühlenwehren gebräuchlich. Einige Verbesserungen, namentlich bezüglich der Hebevorrichtungen für die Schützen, scheint die in früheren Jahrhunderten sehr beliebte Verwendung der Stauwerke für fortifikatorische Zwecke im Gefolge gehabt zu haben.

In schiffbaren Wasserläufen richtete man die Wehröffnung auch zum Durchgang der Flöfse und Schiffe ein, benutzte in letzterem Falle zum Abschlufs der entsprechend vergröfserten Wehröffnung eine grofse Zahl von neben- und übereinanderstehenden Schützen und zu ihrer Führung Setzpfosten; die letzteren lehnte man nicht selten an einen Drehbaum an. Flofsdurchlässe (Flofsgassen) dürften bereits in den ersten Jahrhunderten der christlichen Zeitrechnung erbaut worden sein, während Schiffsdurchlässe, auch Stauschleusen genannt, schon im 13. Jahrhundert verwendet wurden, u. a. in Frankreich im Lot, welcher als der erste Flufs mit Schiffsdurchlässen neben festen Wehren gilt. Auch in der Saale sollen schon 1366 Schiffsdurchlässe erbaut worden sein. Diese Anlagen genügten zwar für die Thalfahrt, bildeten aber für die auch zu Berg fahrenden Schiffe erhebliche Hindernisse, weil die Durchfahrt die Anwendung erheblicher Zugkräfte bedingte. Die Schiffahrt konnte daher erst seit Einführung der Kammerschleuse, welche bezüglich ihrer Konstruktion schon im Jahre 1452 durch den Italiener Alberti eingehend beschrieben, aber erst später ausgeführt wurde, gröfsere Bedeutung im Verkehrswesen erlangen. Die erste Kammerschleuse soll in der Nähe von Mailand zum Transport des Marmors für den Dombau angelegt worden sein. Wenngleich diese Schleusen die durch feste Wehre geschaffenen Schiffahrtshindernisse beseitigten, und ein Mittel boten, die Schiffe mit der Wasserfüllung der Kammer vom Unter- in das Oberwasser zu heben und durch Leerung der Kammer vom Ober- in das Unterwasser zu senken, so beseitigten sie doch nicht die übrigen Nachteile der festen Wehre. Dies gelang erst im Jahre 1834 dem französischen Ingenieur Poirée durch Erfindung des beweglichen Nadelwehres (vergl. Textfigur 54, § 11), welches die zeitweise Freilegung des Flusses in fast voller Breite gestattete. Als Staumittel diente hierbei die aus nebeneinander gestellten Nadeln von quadratischem Querschnitt bestehende, schon früher zum Abschlufs von Wehr- und Brückenöffnungen verwendete Holzwand. Das Neue der Poirée'schen Lösung war eine bewegliche eiserne Laufbrücke zur Anlehnung der Holzwand. Die Laufbrücke bestand bei der ersten Ausführung eines derartigen Nadelwehres im Jahre 1834 in der oberen Yonne bei Basseville aus einer grofsen Zahl im Abstande von nur 1 m angeordneter, als

schmiedeiserne Rahmen konstruierter Joche, deren jedes durch eine in der festen Wehrsohle gelagerte horizontale Welle in eine Rinne des Wehrbodens umgelegt und in aufgerichtetem Zustande durch leichte eiserne Brückenbalken und Belagsbohlen mit den benachbarten Jochen verbunden wurde. Von dieser Laufbrücke aus erfolgte das Einsetzen und Ausheben der Nadeln, und demnächst die Beseitigung der Laufbrücke von Joch zu Joch. Diese Anordnung bewährte sich und wurde nunmehr zur Schiffbarmachung vieler Flüsse verwendet, für welche vorher die Anlage fester Wehre stattfand und Schiffahrt wegen unzureichender Wassertiefe und Mangel an Wasser während der trocknen Jahreszeit nicht erreichbar war. Durch zahlreiche Verbesserungen, welche hauptsächlich Erleichterung des Öffnens und Schliefsens der Wehröffnungen und Vermehrung der Stauhöhe bezwecken, haben die Nadelwehre einen so hohen Grad der Vervollkommnung erlangt, dafs sie bei Wehranlagen in schiffbaren Flüssen auch jetzt noch die erste Stelle behaupten. Fast gleichzeitig mit der Poirée'schen Erfindung begann man aber auch die Verbesserung der Klappenwehre, welche schon im 17. Jahrhundert im Orb-Flufs an der Kreuzung mit dem Languedoc-Kanal angewendet worden waren. Da beide Arten von Wehren — Nadel- und Klappenwehre — wesentlich verschieden sind, möge zunächst die Entwickelung der Nadelwehre und der zum Ersatz der Nadeln verwendeten Staukonstruktionen und dann erst die Entwickelung der Klappenwehre erörtert werden. Im allgemeinen ist es die Massenverwendung des Eisens, welche bei der Konstruktion der Wehre, wie bei anderen Zweigen des Ingenieurwesens, bedeutende Fortschritte zur Folge hatte.

Die Verbesserung der Nadelwehre erstreckte sich zunächst auf Verwendung von T- und U-Eisen zur Herstellung der Wehrjoche — Wehrböcke, Stützklappen —, sodann auf Auslösung des Laufbrückenbalkens, an den sich die Nadeln oben anlehnen, um bei schnell steigenden Wasserständen die plötzliche Beseitigung sämtlicher Nadeln einer Wehröffnung zu ermöglichen, demnächst auf Ersatz der Brückenbohlen durch je eine eiserne, in Scharnieren am Wehrjoch befestigte Brückenplatte. Am wesentlichsten sind indessen die Verbesserungen, welche die Vermehrung der Stauhöhe bezwecken. Die ersten Nadelwehre, so das bei Epineau in der Yonne, erzeugten nur etwa 2 m Stau von der Wehrsohle bis zum Oberwasserspiegel. Bis zum Jahre 1874 war in den in der unteren Seine und in der Maas erbauten Wehren dieser Stau bis auf 3,10 m gesteigert worden. Als man nun immer mehr Stauhöhe, so beispielsweise für das Wehr bei Port à l'Anglais in der Seine 4,75 m Höhe forderte, erwiesen sich Nadeln zu schwer. Man ordnete daher an ihrer Stelle horizontal übereinander liegende Dammbalken an, auch verwendete man zum Abschlufs nur einfache Bretter von 0,30 m Höhe, die sich mit Hakenstangen ohne Winde ein- und ausheben liefsen. Durch Vermehrung der Höhe der Bretter gelangte man zu übereinanderstehenden, durch Windevorrichtungen von der Laufbrücke aus zu hebenden Schützen, durch Verringerung der Höhe der Bretter aber und Verbindung der letzteren durch Scharniere zu Rolltafeln (vergl. Fig. 1, Tafel X), deren Aufrollen durch sie umfassende Ketten mittels Winde von der Laufbrücke aus erfolgte. Zu den wirksamsten Nadelwehren gehört zur Zeit dasjenige von Suresnes in der Seine mit Wehrjochen von 6 m, Schützen von 5,50 m Länge und 1,25 m Breite, und Stau zwischen Ober- und Unterwasser von 3,60 m. Bei solcher Höhe der Wehrjoche bedarf es aber, weil sie zum Niederlegen und Aufrichten zu schwer sind, — diejenigen von Suresnes besitzen ein Gewicht von je 1800 kg — einer kräftigeren Aufzugsvorrichtung. Als solche wird eine auf dem Ufer stehende Winde verwendet, auf der sich eine Kette aufwickelt, welche ununterbrochen über alle Wehrjoche und durch darauf stehende, mit Rollen versehene feste Ringe hindurch fort-

läuft. Zum Niederlegen des äufsersten Wehrjoches wird die Kette zunächst um etwas mehr, als der Zwischenraum der Wehröffnung zwischen zwei Jochen beträgt, abgewickelt, sodann mit dem zweitäufsersten Wehrjoch fest verbunden und so dieses in gleicher Weise niedergelegt, während sich das Aufrichten in umgekehrter Ordnung vollzieht. Das Heben und Senken eines Wehrjoches erfordert bei Suresnes je 3 Minuten Zeit, sodafs sich das genannte, den grofsen Seine-Arm in voller Breite abschliefsende Wehr in 3 Stunden aufrichten bezw. niederlegen läfst.

Da Nadelwehre es gestatten, den Wasserabflufs durch Beseitigung einzelner Nadeln oder dergl. leicht zu regeln, sowie bei schnellsteigendem Wasser die Freilegung der Wehröffnungen plötzlich vorzunehmen, so ist die früher gebräuchliche Anordnung eines festen Überfallwehres neben dem Nadelwehr meist entbehrlich geworden.

Bei Klappenwehren kommen Abschlufswände zur Verwendung, welche, in der Regel aus nebeneinandergestellten Tafeln bestehend, die Wehröffnungen von der festen Wehrsohle ab bis über den Wasserspiegel abschliefsen und sich durch Drehung um horizontale oder vertikale Wellen durch Handarbeit, Winden oder Wasserdruck umlegen, umklappen und auch wieder aufrichten lassen. Der Wasserdruck dient teils nur zum Öffnen, teils aber auch aufser zum Öffnen noch zum Schliefsen des Klappenwehres, sodafs sich danach zwei Arten von Klappenwehren unterscheiden lassen.

Durch Wasserdruck zu öffnende Klappenwehre waren schon im 17. Jahrhundert bekannt. Sie dienten indessen nur zur zeitweisen Stauvermehrung fester Überfallwehre. Eine Verbesserung der Konstruktion erfolgte zuerst im Jahre 1829 im Isle-Flufs durch Thénard, indem derselbe die Streben (vergl. T. XIII, F. 1^{a-d}), welche die 2,15 m breiten und 1 m hohen, um horizontale in der Wehrkrone gelagerte Wellen drehbaren Wehrklappen gegen den Wasserdruck abstützen, am Fufspunkt mit einer Zugstange in Verbindung brachte. Durch Anziehen der Zugstange vom Ufer aus wurden den Streben die Stützpunkte entzogen, sodafs nunmehr der Wasserdruck die Klappen auf die Wehrkrone niederlegte. Das Aufrichten bewirkten Arbeiter von dem Wehrrücken aus, welcher durch Aufrichten davor belegener Klappen mittels Wasserdruck trocken gelegt wurde. Zur Schiffahrt war das Wehr indessen wegen zu hoher Lage des Wehrrückens und zu geringer Stauhöhe nicht geeignet.

Erst im Jahre 1850 konstruierte Chanoine in der oberen Seine bei Courbeton ein Klappenwehr (vergl. Textfigur 58, § 12) mit in gleicher Weise umlegbaren Klappen von 2,15 m Höhe über der festen, tiefliegenden Wehrsohle, sodafs Schiffe das Wehr nach Niederlegung der Klappen durchfahren konnten. Zum Aufrichten war oberhalb ein Poirée'sches Nadelwehr erforderlich, um durch Einsetzung der Nadeln die Strömung abzuhalten. Weitere Verbesserungen führten schliefslich dahin, die horizontale Drehaxe der Klappe (vergl. T. XII, F. 15) nahezu in halber Höhe derselben anzuordnen und sie hier durch Stiel und Strebe derartig gegen den Wasserdruck abzustützen, dafs die Klappe sich auf den Wehrrücken niederlegen und beim Aufrichten in horizontaler Lage erhalten läfst. Das Aufrichten war hierbei von einem Kahn aus möglich, aber lästig, infolge dessen man später hierzu eine oberhalb des Klappenwehres errichtete Poirée'sche Laufbrücke ohne Nadeln behufs Aufstellung einer Haspelwinde verwendete. Die Wehrklappen konnten nunmehr auch gröfsere Höhe erhalten. Immerhin bleibt das Aufrichten mühsam, sodafs Klappenwehre auch in der verbesserten Konstruktion für Wasserläufe mit schnell und oft wechselnden Wasserständen bis jetzt weniger verwendet werden, als Nadelwehre. Man hat indessen später die Regelung der Wasserstände durch Anordnung je einer kleinen Klappe im oberen Teile der Wehrklappe erleichtert, indem jene Klappe sich selbstthätig

bei steigendem Wasser öffnet und hierdurch den Wasserstand ohne Niederlegen der Wehrklappen senkt.

Hand in Hand mit Verbesserung der durch Wasserdruck zu öffnenden Klappenwehre gingen die Bestrebungen, durch Wasserdruck zu öffnende und zu schliefsende Klappenwehre zu konstruieren. Bei diesen für geringe Stauhöhen ebenfalls schon in älterer Zeit bekannten Konstruktionen wirkt der Wasserdruck bei niedrigem Wasserstande vorzugsweise auf den unteren Teil, bei hohem Wasserstande aber vorzugsweise auf den oberen Teil der mit horizontaler Drehaxe versehenen Klappe. Da bei Anordnung der Drehaxe in zwei Drittel der Wassertiefe der Wasserdruck auf die Klappe oberhalb mit dem Wasserdruck unterhalb der Drehaxe im Gleichgewicht ist, erfolgt beim Chanoine'schen Wehr, wenn die Drehaxe derartig gelegt wird, mit dem Steigen des Wasserstandes das selbstthätige Öffnen der Klappe, deren vollständiges Umlegen in die horizontale Lage indessen eine Kette verhindert, welche im Wehrrücken befestigt, mit dem unteren Klappenrahmen verbunden und so lang ist, dafs die sich öffnende Klappe in geneigter Stellung verbleibt, daher dem Wasser den Abflufs über der festen Wehrsohle in ausreichendem Mafse gestattet. Sobald bei sinkendem Wasserstande der Wasserdruck auf dem unteren Drittel der Wehrklappe überwiegt, erfolgt ihr selbstthätiger Verschlufs. Bei Eintritt von Hochwasser oder Eisgang müssen die Klappen auf die Wehrsohle niedergelegt werden, sodafs ihre spätere Indienststellung ein Aufrichten von der Laufbrücke aus mittels Windevorrichtungen erforderlich macht.

Bei einer anderen Art der hier in Rede stehenden Klappenwehre wird das Aufrichten ausschliefslich durch Wasserüberdruck veranlafst. Zu diesem Zweck dienen Kanäle, welche das Oberwasser nach Kammern leiten, welche unter, vor oder hinter den Klappen liegen. Zum Niederlegen der Klappen bedarf es dann nur der Aufhebung des Wasserüberdrucks durch Ableitung des zugeführten Oberwassers.

In dieser Art wurde schon 1818 in Amerika das Unterthor einer Schleuse im Lehigh-Flusse erbaut, bei welchem (vergl. Textfigur 63—65, § 12) zwei hintereinanderstehende, um horizontale, im Schleusendrempel gelagerte Wellen drehbare Klappen sich im aufgerichteten Zustande gegenseitig abstützen und in dieser Stellung, so lange das Oberwasser mit dem Raume unter den Klappen in Verbindung steht, erhalten werden, sich dagegen bei Ableitung des Oberwassers auf den Thorkammerboden niederlegen.

Weitere Verbesserungen dieses Systems haben dann zu dem von Desfontaines konstruierten Trommelwehr (vergl. F. 3, T. XIII) geführt, bei dem die Wehrklappe in etwa halber Höhe an einer horizontalen Welle befestigt ist. Der untere Teil bewegt sich in einem im Wehrrücken angeordneten Viertelcylinder, der sog. Trommel. Bei Zuleitung des Oberwassers in die letztere liegt der gröfste Wasserdruck auf dem unteren Teil der Klappe, erhält diese daher in aufgerichtetem Zustande, während bei Ableitung des Oberwassers das Niederlegen erfolgt.

Erst die wesentlichen Verbesserungen des Trommelwehres durch deutsche Ingenieure haben die Verwendung des Systems zum Abschlufs von Durchlässen ermöglicht. Nagel und Kämp erbauten Ende der siebenziger Jahre einen Flofsdurchlafs mit „Winkelschütz" bei Schweinfurt; das erste gröfsere Trommelwehr in schiffbarem Flusse, wurde aber 1884 von Mohr in der Spree bei Berlin zum Abschlufs eines 10 m breiten Flofsdurchlasses hergestellt. Derselbe besitzt nur eine einzige eiserne Klappe, welche sich durch Umlegen eines Hebels vom Landpfeiler aus aufrichten und niederlegen läfst, indem der Hebel durch Gestänge mit dem Ventil für die Zu- und Ableitung des Wassers in Verbindung steht, vergl. F. 3, T. XIV.

Aufser den vorgenannten für die Entwickelung der Wehre bedeutsamen Konstruktionen sind noch viele andere vorgeschlagen, entworfen und teils auch ausgeführt worden, unter denen an dieser Stelle als die bedeutendsten die nur in Brückenöffnungen verwendbaren, verbesserten Schützenwehre mit beweglichen Setzpfosten hervorzuheben sind. Letztere, am Brückenüberbau, also über Hochwasser, in Scharnieren befestigt, lehnen sich unten an gufseiserne, im Wehrrücken angebrachte Schuhe (vergl. F. 1, T. XIV). Zum Abschlufs der Öffnungen zwischen den Setzpfosten dienen entweder übereinander stehende eiserne Schützen, oder Rolltafeln, nach deren Beseitigung sich die Setzpfosten durch Ketten und Winden vom Brückenüberbau aus bis über Hochwasser heben lassen. Diese Wehre gestatten Erzeugung erheblicher Stauhöhen und sichere Handhabung selbst bei hohen Wasserständen, sind aber, da sie die Anlage von Brücken erfordern, kostspielig und daher nur in einzelnen Fällen zur Ausführung gelangt.

So sind denn die beweglichen Wehre bereits derartig verbessert worden, dafs für Wehranlagen jeder Art zweckmäfsige und bewährte Konstruktionen zur Verfügung stehen. Bei ihrer Weiterentwickelung[6]) wird es sich um Verbesserung der vorhandenen und um solche neuen Konstruktionen handeln, welche zur Erleichterung und Sicherung des Betriebes, sowie zur Ermäfsigung der Bau- und Unterhaltungskosten beizutragen geeignet sind. In den nachfolgenden Erörterungen sind die beweglichen Wehre nicht nach ihrer geschichtlichen Entwickelung, sondern nach ihrer Konstruktionsart, wonach sich hauptsächlich Schützen-, Dammbalken-, Nadel- und Klappenwehre unterscheiden lassen, geordnet worden.

§ 9. Schützenwehre. Dieselben finden vorzugsweise Anwendung zum Abschlufs einzelner Wehröffnungen in festen, zur Beschaffung von Wasserkraft dienenden Mühlenwehren. Bezweckt die Wehröffnung nur Senkung des Stauspiegels bei höheren Wasserständen und Abführung des für den Mühlenbetrieb nicht erforderlichen, des sog. Freiwassers, so nennt man sie mit Einschlufs der Verschlufsvorrichtungen und der zur Handhabung derselben erforderlichen Einrichtungen Freiarche oder auch Freischleuse, bezweckt sie den Durchgang von Flöfsen und Schiffen, so nennt man sie Flofs- und Schiffsdurchlafs. Schützenwehre werden ferner zum Ersatz von festen Wehren in Fällen, in denen bei Hochwasser eine Beseitigung der stauerzeugenden Hindernisse, soweit als thunlich, notwendig ist, verwendet. Derartige Schützenwehre sind in der Regel mit festen Brücken verbunden und schliefsen dann sämtliche Brückenöffnungen ab. Vereinzelt sind endlich noch Schützenwehre eigenartiger Konstruktion zur Ausführung gelangt. Sonach lassen sich unterscheiden Schützenwehre a. in Freiarchen, b. in Flofs- und Schiffsdurchlässen, c. in festen Brücken und d. solche eigenartiger Konstruktion. Zunächst sollen deren Anordnungen und demnächst erst die Schützenkonstruktionen und die Aufziehvorrichtungen erörtert werden. Der Unterbau der Schützenwehre ist ebenso herzustellen, wie derjenige der im ersten Abschnitt dieses Kapitels erörterten festen Wehre.

Allgemeine Anordnung.

a. Schützenwehre in Freiarchen.

Die Freiarche reicht meist bis zur Wehrkrone hinab, bisweilen aber auch bis zur Flufssohle. In letzterem Falle nennt man die Wehröffnung „Grundablafs“. Derselbe

[6]) Vergl. auch Lagrené. Vergleichung verschiedener Systeme beweglicher Wehre. Civil-Ing. 1866; ferner Bewegliche Wehre in Flüssen. Ann. industr. 1880, S. 494—501 und Rheinhardt. Über neue bewegliche Wehranlagen. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 413—414.

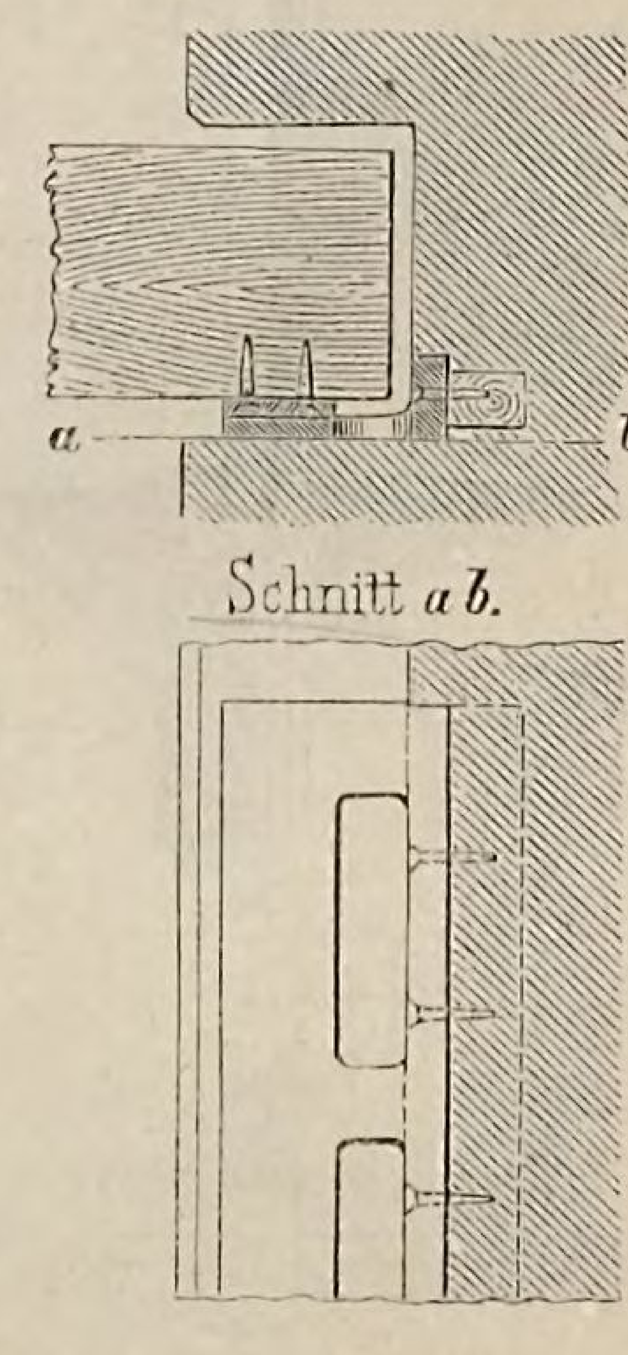
ist sowohl zur Abführung der oberhalb des Wehres sich ansammelnden Sinkstoffe als auch zur Vermehrung des Wasserabflusses bei höheren Wasserständen besonders wirksam.

Ein Beispiel der Anordnung der Öffnungen in einem hölzernen Mühlenwehr, dessen Querschnitt in F. 6, T. VIII dargestellt ist, zeigt F. 1, T. IX. Die Freiarche *e* mit den Schützen liegt an der linksseitigen Uferwand *a*, der Grundablafs *f* mit der Schütze *i* an der rechtsseitigen Uferwand *b*. Hier zweigt bei *c* das durch Schütze *d* abschliefsbare Mühlgerinne ab, dessen Sandablagerungen durch Spülschleuse *g* bei Öffnung der Schütze *h* nach dem Sturzbett *m* im Unterwasser abgeführt werden.

Bei den in Rede stehenden Wehren erfolgt der Verschlufs der Öffnungen durch vertikal stehende hölzerne oder eiserne Tafeln, welche man Schützen oder auch Fallen nennt. Meist kommen, behufs Verringerung von Wasserdruck und Reibung, nur solche von geringer Breite und Höhe zur Verwendung, infolge dessen man breite Wehröffnungen durch Mittelwände, die beim Massivbau Griespfeiler, beim Holzbau Grieswände genannt werden, in mehrere Öffnungen und die Schützen der Höhe nach in mehrere Teile zerlegt.

Griespfeiler sind wie massive Brückenpfeiler, unter Einschränkung ihrer Stärke bis auf das zulässige Mafs der Stabilität, Grieswände sind ähnlich den Mitteljochen hölzerner Brücken zu konstruieren. An der Oberwasserseite erhalten sie zur Anlehnung und Führung der Schützen 8—10 cm breite Falze oder Nuten; bei Griespfeilern werden dieselben mit eisernen Schienen bekleidet, welche bei Grieswänden jedoch entbehrlich sind. An Griespfeiler dürfen nur ganz kleine Schützen unmittelbar anlehnen; schon bei geringem Wasserdruck ist es zweckmäfsig, die Steinoberfläche, welche der Reibung ausgesetzt ist, mit Eisen zu bekleiden. Wird der Wasserdruck gröfser, dann müssen nicht nur die von der Schütze getroffenen Steinflächen, sondern auch die Ränder der Schütze mit Eisen beschlagen werden. Fig. 40 zeigt die Beschläge für eine in einem Griespfeiler angebrachte Schütze. Die Deckung in der steinernen Nut ist von Gufseisen und am Schützenrand ist mit Holzschrauben, deren Köpfe versenkt sind, eine schmiedeeiserne Schiene befestigt.

Fig. 40. M. 0,04.



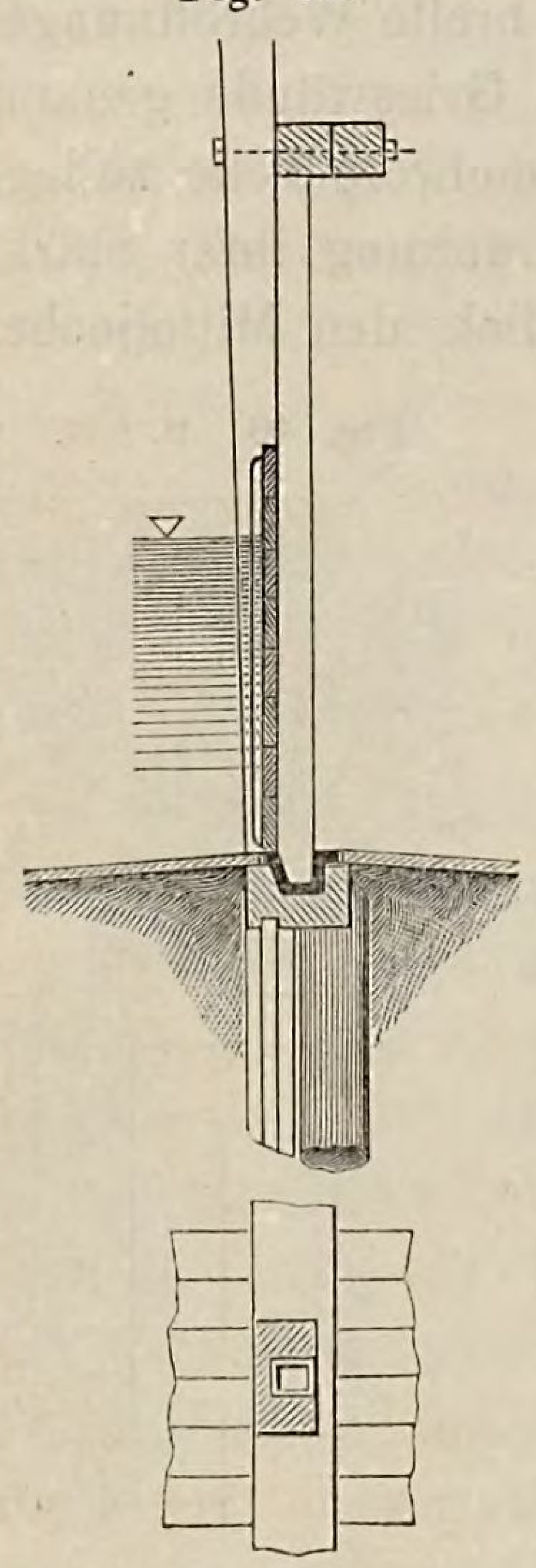
Bei Griespfeilern aus Bruch- oder Ziegelsteinen sind zur Herstellung der Falze und Nuten Werkstücke zu verwenden.

Die Grieswand (F. 2 u. 3, T. IX) besteht aus einer auf dem Unterbau gelagerten Schwelle, dem auf dem Fachbaum des Wehres ruhenden und mit diesem durch Zapfen verbundenen Pfosten — der Griessäule —, an welchen sich die Schützen in Falzen anlehnen, sowie aus einer den Pfosten stützenden Holzwand, deren vertikale Stellung durch Spannbalken, welche die Wehröffnung überbrücken, zu sichern ist. Zu gleichem Zwecke dient ein über den Pfosten der Gries- und Seitenwände liegender Holm — Griesholm —, welcher in solcher Höhe anzuordnen ist, dafs sich die in den Pfosten lagernden Windetrommeln vom Laufstege aus handhaben lassen. Bei der in F. 2^{a-d}, T. IX dargestellten Freiarche wird der Pfosten durch eine aus zwei Streben und einem Stiel bestehende Holzwand, auf der zwei Spannbalken mit dem Belag für den Laufsteg ruhen, gestützt. Zweckmäfsiger ist die Konstruktion nach F. 3^{a-c}, T. IX, insofern hierbei die Holzwand eine stärkere Schwelle, drei Stiele, drei Spannbalken und zwei Streben besitzt, welche nicht in den Pfosten eingreifen, diesen daher nicht schwächen, auch noch insofern, als die Windetrommel nicht ausschliefslich im Pfosten, sondern im wesentlichen in einer Holzknagge lagert, welche sich bei Abnutzung leicht ersetzen läfst. Auch die doppelte Be-

kleidung der Grieswand mit Bohlen, wie in F. 3[c] ersichtlich, ist zweckmäfsig, da ohne dieselbe leicht Verstopfungen der Freiarche durch schwimmende Gegenstände, namentlich beim Eisgang, entstehen können. In einzelnen Fällen reicht die Grieswand nur bis zur Höhe der normalen Stauhöhe hinauf. Ein Beispiel dieser Anordnung zeigt F. 4[a–c], T. IX an dem im Oos-Bach bei Baden-Baden erbauten, in der Allg. Bauz. (1853) beschriebenen Schützenwehre. Die Griessäulen sind durch gufseiserne, mit dem Wehrboden verbundene Konsolen abgestützt.

Grieswände haben den Nachteil, dafs sie die Wehröffnung dauernd beschränken und den Wasserabflufs bei höheren Wasserständen behindern. Dieserhalb ersetzt man sie vielfach durch bewegliche Pfosten — Setzpfosten, Losständer —, welche sich nach Bedarf beseitigen lassen. Der Setzpfosten greift nach Fig. 41 in einen im Fachbaum eingelassenen gufseisernen Schuh ein und lehnt sich oben gegen den Griesholm; die Verbindung ist durch Schraubenbolzen hergestellt, somit lösbar.

Fig. 41.



Eine andere Art der Befestigung des Setzpfostens zeigt F. 5, T. IX. Der Fachbaum besteht hier aus zwei übereinanderliegenden Balken *a* und *b*. Der letztere fehlt dort, wo der Setzpfosten eingreift, sodafs dieser unten auf dem Fachbaum *a* ruht und durch die Holme *e* der Rostpfähle gehalten wird. Oben wird der Setzpfosten durch die mit horizontalem Sprengwerk verstärkte Laufbrücke, über welcher ein doppeltes Geländer mit Windetrommel ruht, gestützt.

Das Ausheben der Setzpfosten ist, nachdem die Schützen beseitigt sind, durch Hebe- und Windevorrichtungen, das Einsetzen bei starker Strömung unter Verwendung von Haltetauen, welche die Einführung in den gufseisernen Schuh erleichtern, zu bewirken.

Die hölzernen Pfosten, sowohl die festen, als auch die beweglichen, lassen sich durch eiserne Pfosten aus gewalztem T-, H- und U-Eisen ersetzen, welche indessen gewöhnlich nur dann vorkommen, wenn auch die Schützen aus Eisen bestehen, oder wenn es sich um gröfsere, noch anderen Zwecken dienende Wehranlagen handelt.

b. Schützenwehre in Flofs- und Schiffsdurchlässen (Stauschleusen).

In flofs- und schiffbaren Wasserläufen bedürfen die für Mühlenanlagen dienenden festen Wehre Öffnungen von solcher lichten Weite, dafs die dort verkehrenden Flöfse und Schiffe, ohne an die Seitenwände anzustofsen, durchfahren können. Am zweckmäfsigsten liegt der Durchlafs, auch Stauschleuse genannt, in der Fahrrinne, doch läfst sich dies bei nachträglicher Anlage der Durchlässe in schon vorhandenen Wehren vielfach nicht bewerkstelligen. Zum Abschlufs der Durchlässe werden in der Regel ebenfalls Schützen, seltener Dammbalken (vergl. § 10) und in neuerer Zeit für Flofsdurchlässe auch Trommelwehrklappen (vergl. § 12) verwendet. Bei dem in F. 6, T. IX dargestellten Flofsdurchlafs ist die 4,3 m breite Öffnung durch eine Schütze geschlossen, welche in Ketten hängend durch Windetrommel gehoben wird. Der Fachbaum ruht auf Betonfundament und ist durch eine leicht auszuwechselnde Schutzbohle abgedeckt. In der durch Schiffsdurchlässe schiffbar gemachten Alster oberhalb Hamburg erfolgt der

Abschlufs der 6,12 m breiten Öffnungen nach F. 7, T. IX, welche eine Ansicht der Unterwasserseite vorführt, zunächst durch zwei bewegliche mit Mittelstielen versehene Thorrahmen, welche sich wie Schleusenthore um je eine Wendesäule nach dem Oberwasser zu drehen lassen; dieselben lehnen sich in geschlossenem Zustande an einen aus Schwelle, oberem Spannriegel und zwei Seitenpfosten bestehenden festen Rahmen an. Zum weiteren Abschlufs der Öffnung zwischen den beiden Thorrahmen und der Öffnungen zwischen den Mittelstielen derselben dienen Schützen, welche durch Winden nacheinander gehoben werden, wodurch sich der Wasserdruck auf die beweglichen Thorrahmen derartig verringert, dafs die Drehung derselben durch Windevorrichtungen gegen das Oberwasser hin möglich wird. Bei dem erheblichen Stau von etwa 1,50 m können die Schiffe nicht unmittelbar nach erfolgter Öffnung des Durchlasses durchfahren, sondern erst dann, wenn sich der Stau auf etwa die Hälfte vermindert hat.

Zweckmäfsiger noch sind die Thore bei den Schiffsdurchlässen in der Delvenau, F. 8, T. IX, angeordnet, indem der Verschlufs der Öffnungen zwischen den Thorstielen durch mehrere übereinanderstehende Schützen, das Drehen der Thorrahmen durch die als Hebelarm verlängerten oberen Rahmhölzer und das Heben der Schützen von einer am Thorrahmen angebrachten Laufbrücke aus durch Handarbeit erfolgt. Die Thorrahmen sind wie Stemmthore konstruiert und lehnen sich demgemäfs nur an den Drempel und die Wendenischen.

Seit Erfindung der Kammerschleusen werden Schiffsdurchlässe dieser und ähnlicher Art nur noch selten angewendet, vorher aber bildeten sie in Flüssen von geringer Tiefe und starkem Gefälle das hauptsächlichste Mittel der Schiffbarmachung.

Weitere Erläuterungen derartiger Anlagen sind u. a. in folgenden Quellen enthalten:

Lagrené. Navigation intérieure II. Bd., S. 19.
Etudes statistiques sur la navigation de la rivière d'Yonne. Ann. des ponts et chaussées 1851, I. S. 334.
Hagen. Wasserbaukunst. II. T., 2. Bd., S. 401, Schiffahrt auf der Berkel.
Hogrewe. Baukunst schiffbarer Kanäle, S. 187, Steckenitzfahrt.
Behrens. Topographie des Steckenitz-Kanals (Hamburg 1818).
„Das Schiff“ 1881, S. 53 (interessante historische Nachrichten).
Steiner. Studien über ausgeführte Ingenieurbauwerke. Prag 1879, Schiffahrt auf der Traun.
Rheinhardt. Beschreibung einer Wasserstube und einer Flofsgasse. Zeitschr. f. Bauk. 1880, S. 363.

c. Schützenwehre in festen Brücken.

Für Stauanlagen, bei denen sich feste Wehre wegen ihrer vielen Nachteile nicht ausführen lassen, sind in manchen Fällen, namentlich dann, wenn die Stauanlage mit einer festen Brücke in Verbindung steht, Schützenwehre in ganzer Breite der in Betracht kommenden Wasserläufe zweckmäfsig, weil das Ein- und Ausbringen der Schützen von der festen Brücke aus meist einfacher ist, als die Aufstellung und Beseitigung anderer beweglicher Wehrkonstruktionen, auch deshalb, weil Schützen zur Erzeugung grofser Stauhöhen besonders geeignet sind. Bei älteren in Verkehrsstrafsen belegenen Brücken sind die Öffnungen gewöhnlich durch feste oder bewegliche Pfosten in Schützöffnungen von angemessener Breite zerlegt, bisweilen wird aber jede Brückenöffnung nur durch je eine Schütze geschlossen. Ein Beispiel der letzten Art bietet das Schützenwehr in der massiven gewölbten Brücke bei Condé nach F. 10, T. IX, in welcher die gufseiserne 3,55 m breite und 2,28 m hohe Schütze in einem Schlitz des Brückenmauerwerks bis über Hochwasser gehoben werden kann.

Bei der Stauanlage in der Spree bei Charlottenburg[7]), F. 9, T. IX, dient das Schützenwehr zur Stauerzeugung in voller Flufsbreite (mit Ausschlufs der Breite eines Trommelwehres, vergl. F. 3, T. XIV). Die das Wehr stützende feste Laufbrücke besitzt eisernen Überbau und vier durch drei massive Mittelpfeiler getrennte Öffnungen von je 10,50 m lichter Weite; jede derselben wird durch vier schmiedeiserne Griessäulen, welche in eingemauerten gufseisernen Schuhen stehen und mit diesen verschraubt sind, in fünf Öffnungen von je 2,0 m zerlegt. Die Griessäulen, welche aus I-Eisen mit auf der Oberwasserseite zur Bildung des Schützenfalzes aufgenieteten T-Eisen bestehen, (F. 9[c]), sind oben an den U-förmigen eisernen, in den Blechträgern der Brücke lagernden Querträgern, unten aber an Grundplatten befestigt. Jede Öffnung wird durch eine weiterhin zu erläuternde hölzerne Schütze geschlossen, deren Handhabung einfacher ist, als diejenige eines Nadel- oder Klappenwehres. Aus diesem Grunde ist hier dem Schützenwehr der Vorzug gegeben. — Eine ähnliche Anordnung hat auch das Spree-Wehr in Berlin am Mühlendamm[8]), jedoch unter Verwendung anderer Schützen, erhalten. Da die Spree infolge des im Spreewalde vorhandenen natürlichen Sammelbeckens ihre Wasserstände nicht schnell wechselt, auch bei mäfsigem Gefälle keine gefährlichen Eisgänge erzeugt, konnten die Griessäulen in beiden Fällen als feste Pfosten hergestellt werden. Bei Stauanlagen in anders gearteten Wasserläufen würden feste Pfosten für den Abflufs des Hochwassers und den Eisgang hinderlich sein. In solchen Fällen lassen sich indessen die Griessäulen als Losständer herstellen und diese am Brückenüberbau in Scharnieren befestigen, sodafs ihre Beseitigung aus dem Flutprofil durch Kette und Windevorrichtung vom Brückenüberbau aus erfolgen kann, während der Losständer in geschlossenem Zustande unten in einem im Wehrrücken befestigten eisernen Schuh den zweiten Stützpunkt findet. Das Scharnier der Losständer läfst sich indessen auch auf dem Wehrrücken anbringen; dies ist beispielsweise bei verschiedenen Wehren in Württemberg geschehen, welche von Rheinhardt ausgeführt sind.[9])

Das System der Befestigung der Losständer in Scharnieren am Brükkenüberbau, schon früher bekannt, ist in neuerer Zeit wesentlich verbessert und dort, wo es sich um Erzeugung erheblicher Stauhöhen und um besondere Betriebssicherheit handelt, angewendet worden, bedingt aber, da das Ein- und Aussetzen der Losständer und der Schützen zwischen denselben die Ausführung fester Brücken über der Wehranlage verlangt, die Aufwendung erheblicher Kosten. Zu den bedeutendsten derartigen Wehren gehören das Schützenwehr bei Pretzien im Umflutkanal der Elbe oberhalb Magdeburg[10]), sowie dasjenige der unteren Seine bei Poses.[11])

Das Wehr bei Pretzien, F. 1, T. XIV, schon im Jahre 1875 erbaut, hat den Zweck, einen alten Arm der Elbe oberhalb Magdeburg bei niedrigen und mittleren Wasserständen abzuschliefsen, um dadurch während der Sommerzeit die Niederung trocken zu erhalten. Erst wenn ein normierter höherer Wasserstand, bei dem die Stauhöhe 3 m beträgt, erreicht ist, wird das Wehr geöffnet, um die Elbe zu entlasten und Magdeburg vor Hochwasser zu schützen, indem der alte Elb-Arm zu einem Magdeburg umziehenden Umflutkanal umgebildet worden ist. Sowohl das Hochwasser als auch der

[7]) Mohr. Stauanlage in der Spree bei Charlottenburg. Zeitschr. f. Bauw. 1886.

[8]) Centralbl. d. Bauverw. 1881, S. 147 u. 278; 1888, S. 233 und 1889, S. 437.

[9]) Rheinhardt. Neue bewegliche Wehranlage. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1884, S. 690. — Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1884, S. 413. — Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 227.

[10]) Centralbl. d. Bauverw. 1884, S. 499, 512 u. 537.

[11]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 513.

Eisgang gestatteten die Anordnung fester Wehrpfeiler nur in beschränkter Zahl. Diese Bedingungen und aufserdem noch die Notwendigkeit, ein zuverlässig wirkendes Wehr herzustellen, führten zur Überbrückung des Umflutkanals und zu Verwendung des Systems der am Brückenüberbau in Scharnieren befestigten Losständer. Das Wehr ist 162,8 m lang, zwischen den beiderseitigen Spundwänden des aus Bruchsteinmauerwerk hergestellten Wehrrückens 7,5 m breit und durch acht massive Mittelpfeiler in neun mit Eisen überbrückte Öffnungen von je 12,554 m lichter Weite zerlegt, deren jede durch acht oben in Scharnieren befestigte und unten gegen eiserne, im Wehrrücken eingemauerte Schuhe lehnende Losständer, sowie durch die zwischen denselben einzubringenden 1,31 m breiten, aus Buckelplatten konstruierten eisernen Schützen geschlossen wird. Um das Ausheben derselben zu erleichtern, sind deren vier von je 0,837 m Höhe übereinander angeordnet. Sie werden in den aus je zwei, mit den Stegen zusammengenieteten U-Eisen konstruierten Losständern geführt, hängen in Drahtseilen und lassen sich durch eine auf Schienen ruhende bewegliche Winde von der Fahrbahn aus leicht und sicher nacheinander heben. Ist dies geschehen, so erfolgt das Heben der Losständer um ihre obere horizontale Drehaxe bis über Hochwasser, sodafs dieses nunmehr ebenso wie das Eis die Wehröffnungen unbehindert durchziehen kann. Da das Heben der Losständer durch Windeketten von der Oberwasserseite aus bei Eisgang wegen der vor dem Wehr lagernden Eismassen schwierig ist, hat man die in F. 1^c u. 1^d, T. XIV dargestellte Anordnung zum Heben der Losständer nach der Unterwasserseite zu durchgeführt. Zu diesem Zwecke ist der gufseiserne Schuh nach F. 1^c mit einem 17 cm breiten Schlitz durchbrochen, sodafs der 15 cm breite Losständer vom Oberwasser durch den Schlitz nach dem Unterwasser geführt werden kann, sobald der mit dem Losständer durch Gelenkhebel β (F. 1^d) verbundene eiserne, cylindrische Zapfen α, welcher in den Wangen des Schuhes lagert und hier seine Anlehnung findet, gehoben wird. Das Heben des Gelenkhebels β und des Losständers erfolgt durch Aufwinden der am Gelenkhebel befestigten Kette.

Das Wehr bei Poses, F. 1, T. X[12]), einige Jahre später als das bei Pretzien ausgeführt, bezweckt Verbesserung der Schiffbarkeit der unteren Seine.[13]) Es unterscheidet sich von dem Pretziener Wehr durch die Konstruktion der Losständer und Schützen, sowie dadurch, dafs die Losständer nur vom Oberwasser aus gehoben werden können. Bei 243,7 m Länge wird das Wehr durch sechs Mittelpfeiler in sieben Öffnungen von je 30,16 m lichter Weite zerlegt, deren jede sich durch 23 aus eisernem Fachwerk hergestellte Losständer von 11,93 m gröfster Länge, sowie durch 24 dazwischen liegende, als Rolltafeln konstruierte Schützen abschliefsen läfst. Der gewöhnliche Stauspiegel erhebt sich um 3,95 m über das Unterwasser, der höchste Stauspiegel steigt dagegen noch um 1,37 m mehr an. Die Unterkante der beiden über dem Wehr erbauten eisernen Brücken liegt in einer so hoch, dafs Schiffe bei Hochwasser noch eine Durchfahrtshöhe von 5,25 m vorfinden.

Ähnliche Wehre sind inzwischen in der Seine noch zu Bezons, Andresy, Port Villez und Martôt ausgeführt worden, nachdem die Erfahrung ergeben hat, dafs sich diese Stauanlagen bewähren und ihren Zweck, eine kleinste Wassertiefe von 3 m zu beschaffen, erfüllen.

[12]) Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 521.

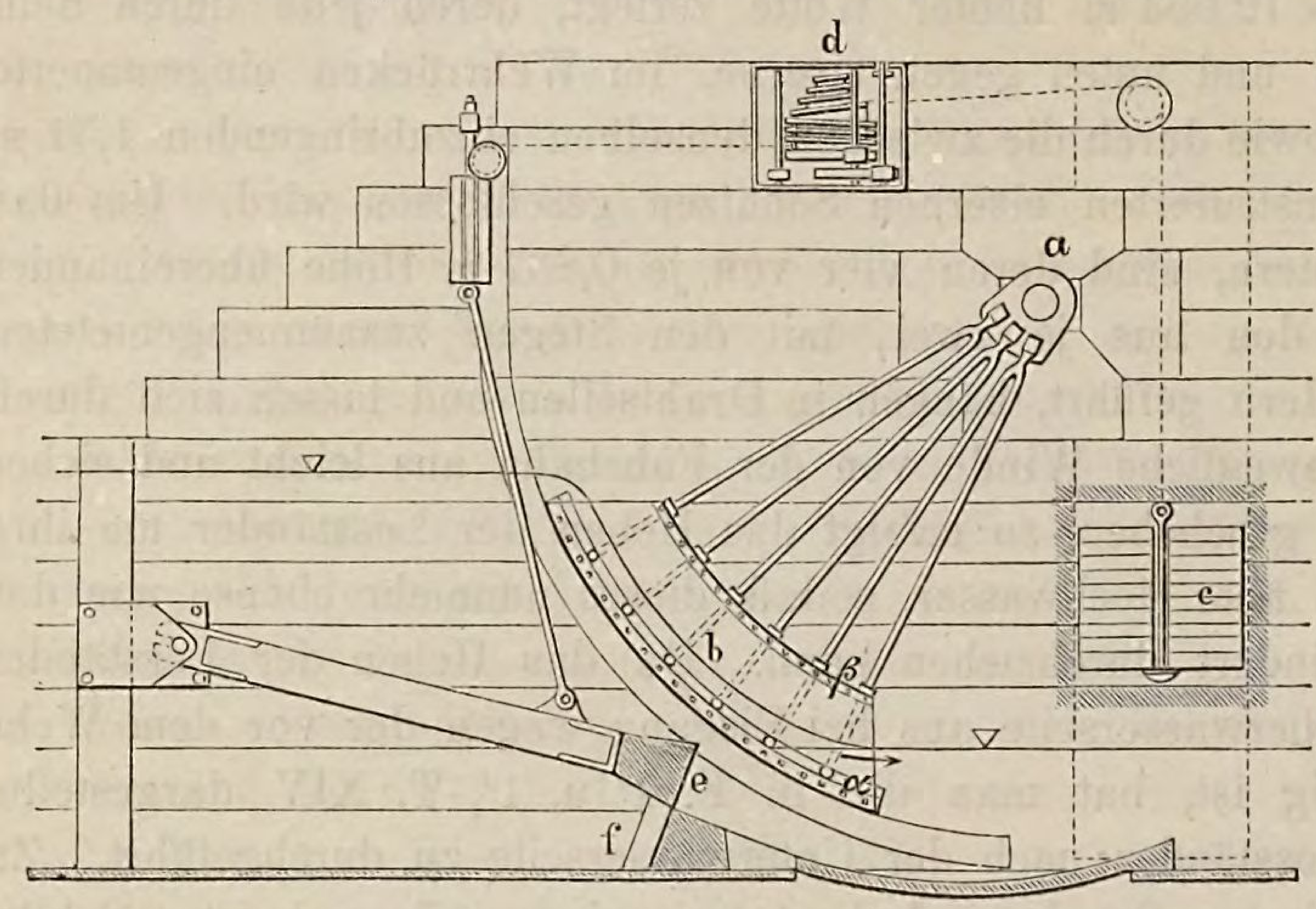
[13]) Zeitschr. f. Bauw. 1879, S. 516. — Ann. industr. 1880, S. 566 u. 596. — Comptes rendus stenographiques du Congrès du Génie civil 1878. — Ann. des travaux publics de Belgique 1880.

d. Eigenartige Schützenwehre.

Zu den bemerkenswertesten gehört das von Poirée im kleinen Arm der Seine in Paris 1853 neben der Schleuse an der Münze erbaute Überfallwehr[14]) mit cylindrisch geformten Schützen, s. Fig. 42. Dasselbe besitzt vier Öffnungen von je 8,75 m lichter Weite und bewirkt einen Stau von 0,60 m bis 1 m. Zum Abschlufs dient für jede Öffnung nur eine Schütze, welche aus zwei cylindrisch geformten Blechwänden α und β besteht. Dieselben sind im Abstande von 80 cm angeordnet und durch radiale Arme mit einer in den Pfeilern lagernden horizontalen Welle verbunden. — In nebenskizzierter Stellung ist das Wehr geschlossen und das überfallende Wasser fliefst nach dem Unterwasser ab.

Fig. 42.

Wehr mit cylindrischen Schützen von Poirée. M. 0,01.



Wird die Schütze nach dem Unterwasser gedreht, so ist das Wehr geöffnet. Die mit dem Gegengewicht *c* verbundene Aufzugsvorrichtung liegt in den Pfeilern bei *d*. Eine zweite Aufzugsvorrichtung dient zur Hebung der Sohlenschwelle *e*; durch Senkung dieser Schwelle entsteht unter der Schütze ein Grundablafs, während die Schwelle, wenn sie gehoben ist, die Fuge zwischen Schütze und dem bogenförmigen Gerinneboden fast ganz schliefst. — Wehre mit cylindrischen Schützen, in den Einzelheiten indessen von dem vorbeschriebenen abweichend, sind u. a. für die grofsen Stauwerke des Nil-Deltas ausgeführt worden.

Eigenartige Anordnung zeigt auch das von Czvetkovics konstruierte, „automatisches Schleusenwehr“ genannte und im Gosau-Bach bei Ischl ausgeführte Wehr mit J-förmigen eisernen Schützen[15]), s. F. 12, T. X. Zweck desselben ist die selbstthätige Öffnung und Schliefsung eines Flofsdurchlasses. Figur 12^a zeigt das aufgerichtete, 12^b das niedergelegte Wehr und 12^c den Vertikalschnitt *o—p* desselben. Das Wehr besteht aus 6 über- und hintereinander stehenden eisernen Schützen *a*, deren jede oben und unten mit vortretenden Flantschen versehen und mit eisernen Zugstangen *b* verbunden ist, welche sich um eine gemeinschaftliche, im Wehrrücken lagernde horizontale Welle *f* drehen. An der obersten Schütze a_1 ist ein um die Welle *g* drehbarer Holzrechen *c* befestigt. Derselbe überdeckt das Wehr in voller Breite und dient zum Schutz der Zugstangen und Schützen gegen Eindringen schwimmender Gegenstände, hat aber aufserdem noch den wesentlichen Zweck, durch seinen Auftrieb mit dem Steigen des Wasserstandes das Heben der obersten Schütze a_1 zu bewirken. Denkt man sich sämtliche Schützen mit dem Rechen auf die Wehrsohle niedergelegt und durch den Zug *Z* in dieser Stellung, auf dem Wehrrücken hintereinander stehend, erhalten, so wird, wenn der Auftrieb des Rechens bei steigendem Wasserstande den Zug *Z* überwindet, mit dem Rechen auch die mit ihm verbundene Schütze a_1 aufwärts steigen und stauende Wirkung ausüben. Bei dem nunmehr zunehmenden Auftriebe des Rechens und der auf die Schütze a_1 wirkenden Strömung greift der untere Flantsch der aufsteigenden Schütze unter den oberen Flantsch der Schütze a_2 und veranlafst deren Aufsteigen. Auf diese Weise wird eine Schütze nach der anderen gehoben, das weitere Aufsteigen derselben jedoch dadurch verhindert, dafs die Zugstangen der vorletzten Schütze a_5 am Wehrrücken befestigt sind. Soll das Wehr niedergelegt werden, so ist die unterste Schütze a_6 durch

[14]) Debauve. Manuel de l'Ingenieur. Paris 1878. T. I, S. 197. — Zeitschr. f. Bauw. 1864.

[15]) Wochenbl. f. Baukunde 1886, S. 195 und Dannubius 1887, No. 11.

ein Drahtseil zu heben, infolge dessen ein Grundablafs entsteht, dessen Wirksamkeit die Senkung des Stauspiegels und hiermit auch das Niederlegen des Wehres veranlafst. Das Heben der untersten Schütze a_6 läfst sich, wie in F. 12[a] angedeutet ist, entweder durch Verbindung des über Rollen laufenden Drahtseils mit einem vom Oberwasser aus zu füllenden Wasserkübel oder durch ein Wasserrad bewirken. Fraglich ist es, ob das Wehr bei seinen vielen Konstruktionsteilen stets sicher wirken, ob es in Wasserläufen, in denen Grundeis auftritt, verwendbar und gegen Versandung wirksam zu schützen sein wird.

Anordnung und Konstruktion der Schützen.

Die in Wehren gebräuchlichen Schützen werden aus Holz, aus Schmiedeisen und aus Gufseisen hergestellt. Zum Aufziehen dienen meist Hebel- und Windevorrichtungen verschiedener Art, doch kommen auch Schraubenspindeln nicht selten vor.

Hölzerne Schützen. Dieselben bestehen aus Bohlen, deren Stärke nur bei unbedeutenden Wehren kleiner als 0,05 m angenommen wird, im übrigen dem Wasserdrucke entsprechend sein mufs. Die Bohlen werden mit horizontaler Längsfaser aufeinandergestellt und durch Leisten und Beschläge fest miteinander verbunden, s. F. 2, 3 u. 5, T. IX. Bei einfachen Schützen verwendet man auch wohl zwei übereinander genagelte Lagen von Brettern. Die Leisten dienen mitunter auch zur Verstrebung, s. F. 4[a], T. IX. Wenn dieselben fehlen, so sind stärkere Bohlen und Eisenbeschläge erforderlich (F. 4, T. X), wobei die Aufzugsketten in die Beschläge eingreifen oder letztere mit Zugstangen in Verbindung stehen.

Bei grofsen Stauhöhen ordnet man zur Verringerung des Wasserdrucks und der Reibung mehrere übereinanderstehende Schützen an. Dieselben stehen dann entweder in einer oder in zwei Vertikalebenen übereinander. Im ersten Falle zeigt F. 8[c], T. IX die einfachste Anordnung. Gröfsere Schützen erhalten Eisenbeschläge, welche nach Textfigur 43 oben in Haken zum Einhängen der Zugketten endigen. Es ist indessen schwierig, die Zugketten unter Wasser an der unteren Schütze zu befestigen, wenn diese alsbald nach der Beseitigung der oberen ebenfalls gehoben werden soll. Zweckmäfsiger ist es, an der Aufziehvorrichtung nur die obere Schütze zu befestigen und diese mit der unteren durch Ketten zu verbinden. Nachdem zunächst die obere Schütze bis über Wasser gehoben ist, folgt die untere; diese Anordnung bedingt aber eine hohe Lage des Griesholms.

Fig. 43.



Um an Höhe zwischen dem Holm und dem Wasserspiegel zu sparen, kann eine Vorrichtung zur Verbindung der Schützen angebracht werden, welche es möglich macht, die einzelnen Teile, wenn sie sich berühren, nach Belieben fest miteinander zu verbinden oder zu trennen. Hierzu kann man auch die Ketten benutzen, indem man sie zum Aus- und Einhängen einrichtet und damit verfährt wie folgt: die untere Schütze wird von der oberen gezogen, bis ihre Oberkante aus dem Wasser heraustritt, durch den Wasserdruck gehalten bleibt sie in ihrer Lage, auch wenn die Ketten nicht mehr gestreckt sind; man kann daher die obere Schütze herunterlassen, die Ketten kürzer einhängen und hierauf wieder beide zugleich aufwärts ziehen. Statt die Ketten aus- und einzuhängen, läfst sich auch nach F. 5[a–c], T. X eine Verbindung durch Bolzen herstellen. Diese Verbindung findet für sich allein (ohne Ketten) Anwendung, wenn nach Aufziehen des oberen Schützenteils der Wasserspiegel rasch sinkt, sodafs die Oberkante des zweiten bald zugänglich wird. Man läfst dann den oberen Teil für einen Augenblick herunter, schiebt die Bolzen ein, um hierauf beide Teile gleichzeitig in die Höhe zu ziehen.

Wenn der Zwischenraum zwischen dem oberen Rande der Schütze und dem Holm beschränkt werden mufs, kann man die Aufziehvorrichtung an den unteren Teil der

Schütze befestigen, den oberen Teil der letzteren auf den unteren stumpf aufstofsen lassen und beide durch Scharniere miteinander verbinden. Dabei bildet die obere Schütze über der Aufziehvorrichtung eine Klappe, welche durch den Wasserdruck und in einer Nut festgehalten wird, dagegen beim Aufziehen niederklappt, sobald sie, dem Wasserdruck nicht mehr unterworfen, aus der in der Höhe beschränkten Nut heraustritt, s. F. 7, T. X.

Hierher gehört auch die in F. 3^c, T. X dargestellte Anordnung zusammengesetzter Schützen, welche für die Einlafsschleuse des den Cavour-Kanal mitspeisenden Kanals aus der Dora Baltea ausgeführt ist. Man hat in diesem Falle die Schütze aus einem grösseren oberen und aus einem kleineren unteren Teil hergestellt, um die Sinkstoffe von dem Kanal einigermafsen abzuhalten. Die Zeichnung ergiebt, in welcher Weise der untere, aus einer Bohle bestehende Schützenteil gehoben wird.

Wenn die Schützen in zwei Vertikalebenen hintereinanderstehen, so erhält in der Regel jede Schütze ihre besondere Aufziehvorrichtung, vergl. F. 6, T. X. Die beiden getrennt voneinander zu handhabenden Schützenteile werden entweder in einem doppelten Falz (F. 6^c), oder ein Schützenteil im Falz, der andere in einer Nut geführt. Bisweilen genügt es, die obere Schütze mit Ketten am Griesholm aufzuhängen und am unteren Rande der unteren Schütze ein T-Eisen anzubringen, dessen Flantsch beim Aufziehen die obere Schütze erreicht und diese dann ebenfalls hebt.

Bei grofsen Schützen werden die Reibungswiderstände sehr bedeutend. Zur Verminderung derselben hat man mitunter z. B. bei einer neuen Wehranlage im Weaver-Flufs unweit Northwich in England[16]) nach F. 8, T. X die gleitende Reibung durch Verwendung von Rollen umgestaltet. Die hölzerne Schütze *D*, 4,57 m lang und 3,96 m hoch, ist mit eisernen vertikal stehenden Rahmen verbunden, deren Rollen *A* und *G* an die gemauerten Falze anlehnen. Die Dichtung der Schütze erfolgt durch einen vertikal einzusetzenden Stiel *E*, welcher, durch Bügel *C* gehalten, die am eingemauerten Holzstiel *F* entstehende Fuge abschliefst. Gehoben wird die Schütze von der Laufbrücke aus durch eine fahrbare Krahnwinde.[17])

Zu neueren Konstruktionen hölzerner Schützen gehören diejenigen des Schützenwehres in der Spree bei Charlottenburg. Jede 2,13 m breite und 2,80 m hohe Schütze besteht nach F. $9^{a\ u.\ b}$, T. IX aus einem oberen und aus einem unteren Teil. Der letztere, 0,90 m hoch, ist durch Scharniere mit dem oberen verbunden. Durch eine Windevorrichtung läfst sich die Schütze, nachdem sie durch Schraubenspindel gehoben ist, bei Hochwasser und Eisgang um obere Scharniere drehen und unter dem Brückenüberbau wagrecht aufhängen, wobei der untere Schützenteil umklappt. Die in der Zeichnung F. 9^b punktiert dargestellten Linien zeigen die Stellung der aufgehängten Schütze. Bezüglich der Einzelheiten der Hebevorrichtungen ist auf die in Anmerk. 7, S. 282 angegebene Quelle zu verweisen. Auch bei Entwickelung der Nadelwehre werden zum Ersatz der Nadeln Schützen von eigenartiger Anordnung verwendet, deren Konstruktion in § 11 „Nadelwehre“ näher erörtert werden wird.

Bei Herstellung eiserner Schützen verwendet man Gufseisen und gewalztes Eisen.

G u f s e i s e r n e S c h ü t z e n sind gezeichnet in F. 10, T. IX und F. 10, T. X. Dieselben bestehen entweder aus mit Rippen verstärkten Tafeln, welche in e i n e m Stücke gegossen sind, oder sie werden aus mehreren gleichfalls mit Rippen versehenen und

[16]) Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 8 u. 227.

[17]) Vergl. über eiserne Schützenwehre mit Rollen auch Zeitschr. f. Bauk. 1884, S. 325; Zeitschr. f. Bauw. 1884, S. 325—330; Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 54—56, ferner Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 106; Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 227.

unter Benutzung derselben mit Schrauben verbundenen Stücken hergestellt. Um bei dem Erkalten des Eisens nicht zu ungleichen, die Festigkeit beeinträchtigenden Spannungen im Innern der Masse Anlaſs zu geben, darf die Dicke der einzelnen Teile nicht allzusehr wechseln. Es ist deshalb zweckmäſsig, wenn die Rippen alle gleich stark gemacht und dafür unten, bei zunehmendem Wasserdrucke, einander genähert werden, s. F. $10^{a, d u. e}$, T. IX.

Guſseisen ist für die Herstellung von zusammengesetzten Schützen sehr geeignet. Man läſst die einzelnen Teile stumpf aufeinanderstoſsen. Die verschiedenen Aufziehvorrichtungen können leicht an den Rippen oder an Verstärkungen derselben voneinander unabhängig befestigt werden. So nehmen z. B. die in F. 10, T. X dargestellten cylindrischen Öffnungen in der Verstärkung des in der Nut liegenden Teiles der Schütze die Schrauben der Hebevorrichtung auf.

Schützen aus Walzeisen. Auch dies Material eignet sich sehr gut sowohl für einfache Schützen als auch für zusammengesetzte Konstruktionen. F. 2, T. X zeigt eine Doppelschütze von Eisen, an welcher jeder Teil mit einer eigenen Aufziehvorrichtung versehen ist. Diese Doppelschütze befindet sich an einer Kolmationsschleuse. Die Schützenteile bestehen bei diesem Bauwerk aus Blechplatten, welche durch aufgenietete U-Schienen versteift sind. In Griespfeilern und Widerlagern sind ebenfalls U-Schienen eingelassen, welche auf jeder Seite eine Nut bilden. Auch in der Sohle, auf gleiche Art mit dem Mauerwerk verbunden, befindet sich eine Schiene derselben Form, in welche die heruntergelassene Schütze eingreift. Die obere Schütze steht in geringer Entfernung von der unteren und hat ganz gleiche Führung wie jene. Die zugehörige Sohlenschiene liegt in der Höhe des oberen Randes der unteren Schütze und ist in einer Schwelle befestigt, welche sich auch durch eine Blechkonstruktion ersetzen läſst.

Schützen aus Walzeisen sind namentlich bei sehr weiten Öffnungen am Platze. Die aus diesem Material hergestellten, im Grundriſs fischbauchförmigen Schützen der Floſsschleuse am Neckar bei Mannheim schlieſsen Öffnungen von etwa 9 m Lichtweite, dasselbe ist bei dem unten bezeichneten Bauwerk der Fall.[18])

Stärke der Schützen. Hölzerne Schützen bestehen, wie schon erwähnt wurde, aus horizontalen Bohlen, welche, durch den Wasserdruck bezüglich ihrer relativen Festigkeit in Anspruch genommen, von einer Griessäule zu der anderen freitragend sind. Ebenso verhalten sich auch die Dammbalken.

Auch die Eisenkonstruktionen haben in der Regel horizontale Rippen, welche gegenüber dem Wasserdrucke als Tragbalken zwischen den Griessäulen zu betrachten sind. Die Zwischenräume füllt man mit Blechtafeln aus.

Die Schützen sind unten einem stärkeren Wasserdrucke ausgesetzt, als oben, vergl. § 5, S. 243. — Bei Eisenkonstruktionen kann das Material diesem Umstande entsprechend verteilt werden. Hölzerne Schützen aber wären schwieriger auszuführen, wenn man die Stärke der Bohlen von unten nach oben wollte abnehmen lassen und es ginge an Kosten für Mehrarbeit verloren, was man an Material erspart hätte.

Wenn die gröſste Höhendifferenz zwischen Ober- und Unterwasser oder bei unten trockener Wehrsohle die Tiefe der Unterkante der hölzernen Schütze unter dem Oberwasserspiegel mit d, die Bohlendicke mit e, die Weite der Öffnung mit $2l$ bezeichnet wird, so muſs die Dicke e berechnet werden, wie folgt:

Wasserdruck (auf 1 cm Höhe unverändert betrachtet, in der Tiefe d) $= \frac{1}{100}(2l) \,.\, d \,.\, 1000$ kg.

Für die Rechnung ist es bequemer, nur d in Meter, die übrigen Maſse dagegen in Centimeter einzusetzen, damit sich auch e in Centimeter ergiebt. Demnach ist der Tragmodul ρ auf das Quadratcentimeter zu beziehen.

Die Stärke e ist zu bestimmen nach der Formel:

$$\frac{1}{2} p l^2 = \frac{1}{6} \rho b e^2,$$

[18]) Lough Erne drainage. Large controlling sluices at Belleeck (Schützenwehr mit etwa 9 m weiten Öffnungen). Engineer 1884, II. S. 282. — Wochenbl. f. Baukunde 1885, S. 54.

wobei l = der halben Schützenbreite in Centimeter,
p = Druck in Kilogramm auf das laufende Centimeter der Schützenbreite,
b = dem in Betracht gezogenen Teil der Höhe der Schütze = 1 cm.

Der Gesamtdruck auf $2l$ m Breite ist

$$= \frac{1}{100} \cdot 2l \cdot d \cdot 1000, \text{ folglich auf 1 cm Breite} = \frac{1 \cdot 2 \cdot l \cdot d \cdot 1000}{100 \cdot 200 l}.$$

Es ist demnach $p = \frac{1}{10} d$ kg und es ist $\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{10} \cdot d \cdot l^2 = \frac{1}{6} \rho \cdot 1 \cdot e^2$ oder

$$e = l \sqrt{\frac{6}{20} \cdot \frac{d}{\rho}} \quad \ldots \ldots \quad 69.$$

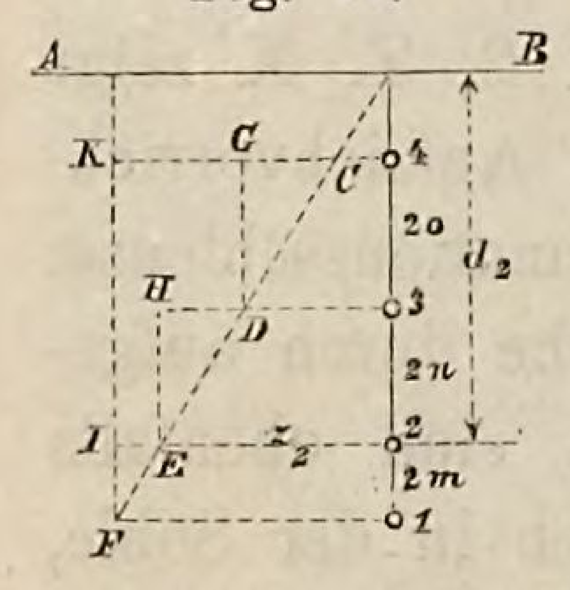
Für Holz sei $\rho = 60$, folglich

$$e = \frac{1}{10} \sqrt{\frac{d}{2}} \quad \ldots \ldots \quad 70.$$

wobei, wie oben bemerkt, e und l in Centimeter, d in Meter ausgedrückt sind.

Bei einer eisernen Schütze (Fig. 44) welche aus Blechtafeln besteht und mit Rippen 1, 2, 3, 4 versehen ist (vergl. auch F. 2, T. X), wird zur Bestimmung der Stärke der Blechtafeln und der Rippen wie früher der Wasserdruck z in Kilogramm nach der Tiefe d in Meter ermittelt. Alle anderen Maſse sollen wieder in Centimeter ausgedrückt werden. Man erhält für ein Centimeter der Schützenhöhe, wenn die Weite der Öffnung $2l$ cm ist:

Fig. 44.



$$z = \frac{1}{100} \cdot \frac{2l}{100} \cdot d \cdot 1000 = 0{,}2 \cdot l d \quad \ldots \ldots \quad 71.$$

Mit Hilfe dieser Gleichung lassen sich die Pressungen auf die Schütze durch Flächen $4CD3$, $3DE2$ u. s. w. darstellen und mit Seilpolygonen zwischen 4 3, 3 2, 2 1 die Maximalmomente für Bestimmung der Dicken der Blechtafel und die Pressungen auf 1, 2, 3, 4 zur Ermittelung des Druckes auf die Rippen behufs Berechnung der Stärke derselben zeichnen. Es ist hier ein Übermaſs an Sicherheit am Platze und daher gerechtfertigt, wenn man diese Berechnungen in folgender Weise vereinfacht. Statt den wirklichen Druck, welcher durch die Trapeze $4CD3$, $3DE2$ u. s. w. dargestellt ist, in Rechnung zu bringen, nimmt man ihn gröſser an und zwar so groſs, daſs er durch die Rechtecke $4GD3$, $3HE2$, $2IF1$ bezeichnet wird. Auf diese Art erhält man zwischen 1 2, 2 3 und 3 4 gleichförmige Belastung und zwar so, daſs für Berechnung der Dicke der Blechtafel zwischen 1 2 die Formel lautet:

$$\frac{1}{2} p m^2 = \frac{1}{6} \rho \cdot 2l \cdot e^2 \quad \ldots \ldots \quad 72.$$

und nach Gleichung 71 $p = 0{,}2 l d_1$ ist.

Man erhält durch Einsetzen dieses Wertes in die Gleichung 72:

$$e = m \sqrt{0{,}3 \frac{d_1}{\rho}} \quad \ldots \ldots \quad 73.$$

Zwischen 2 und 3 findet sich in gleicher Weise die Blechdicke

$$e = n \sqrt{0{,}3 \frac{d_2}{\rho}} \text{ und zwischen 3 und 4 } e = o \sqrt{0{,}3 \frac{d_3}{\rho}}.$$

Dabei sind d_1, d_2 und d_3 in Meter, alle übrigen Maſse in Centimeter ausgedrückt und es ist $\rho = 700$ **kg** zu setzen. Auch für Bestimmung der Stärke der Rippen kann unter Annahme einer gleichmäſsigen Belastung gerechnet werden.

Das von der Querschnittsfläche der für die Rippe verwendeten Schiene abhängige Widerstandsmoment sei R, dann ist

$$R = \frac{1}{2} p l^2, \quad \ldots \ldots \quad 74.$$

wobei, wie oben bemerkt, $2l$ = der Schützenöffnung ist. p ist der Druck auf ein laufendes Centimeter der Rippe. Der ganze Druck auf die Rippe 2 z. B. ist unter oben angedeuteten Annahmen dargestellt durch

$$\frac{1}{2} \textit{Fläche } 2IF1 + \frac{1}{2} \textit{Fläche } 3HE2. = m z_1 + n z_2.$$

Folglich ist nach Gleichung 71 der Druck = $0{,}2 l (m d_1 + n d_2)$ auf die ganze $2l$ cm lange Rippe berechnet. Demnach ist der Druck auf ein laufendes Centimeter $p = 0{,}1 \cdot (m d_1 + n d_2)$ und nach Gl. 74

$$R = \frac{1}{20} l^2 (m d_1 + n d_2) \quad \ldots \ldots \quad 75.$$

Es ist zweckmäſsig, die Rippen so zu verteilen, daſs der Druck auf alle gleich groſs, demnach

$$m d_1 + m d_2 = n d_2 + n d_3 = o d_3 + o d_4 \text{ wird.}$$

Es empfiehlt sich, die Konstruktionsteile so zu berechnen, daſs auf Zug oder auf Druck jedes Quadratcentimeter Holz höchstens mit 60 **kg** und Schmiedeisen höchstens mit 700 **kg** in Anspruch genommen wird. Wo Guſseisen nur auf Druck in Anspruch genommen ist, kann man ebenfalls das Quadratcentimeter mit 700 **kg** belasten; dagegen muſs man viel gröſsere Sicherheit anwenden, wo Inanspruchnahme auf Zug stattfindet.

Aufziehvorrichtungen.

Kleinere Schützen werden in einem Punkte, gröfsere, welche sich beim Aufziehen oder Herablassen leichter in die Falze oder Nuten einklemmen, in zwei Punkten aufgehängt. Die Aufhängepunkte müssen in der senkrechten Ebene liegen, welche durch den Schwerpunkt der Schütze geht, damit diese, ganz aus dem Wasser herausgezogen, nicht aus dem Falze heraustritt und in der Nut beim Aufziehen nicht unten gegen die eine und oben gegen die entgegengesetzte Seite geprefst wird. (Beispiele s. F. 2^a u. 5, T. IX, sowie F. 5^b u. 6^b, T. X.) Zuweilen weicht man von dieser Regel ab, um die Konstruktion der Beschläge zu vereinfachen.

Zum Aufziehen der Schützen verwendet man Holzlatten, Ketten und eiserne Zugstangen, die, wenn sie zu zweien angebracht sind, so miteinander verbunden werden müssen, dafs sie gleichzeitig angezogen werden und die Schützen ohne weiteres Zuthun gleichmäfsig heben.

Holzlatten. Die einfachste, nur für kleine Schützen verwendbare Aufzugsvorrichtung bilden bis über den Griesholm verlängerte vertikale Holzleisten (F. 8^c, T. IX), an denen die Schützen von Hand gehoben und eingesetzt werden. Eine einfache Aufziehvorrichtung zeigt ferner Fig. 45. Ein gabelförmig endender Hebel greift unter die Sprossen, welche in einer in der Mittelaxe der Schütze befestigten, bis über den Griesholm geführten Holzlatte angebracht sind. Beim Anziehen des Hebels wird die Schütze jedesmal um etwa 15 cm gehoben und erhält sich durch den Wasserdruck in dieser Stellung, sodafs der Hebel dann unter die nächste Sprosse eingesetzt werden kann. Zum Schutze des Griesholms dient ein auf demselben liegendes abgerundetes Bohlenstück.

Fig. 45.

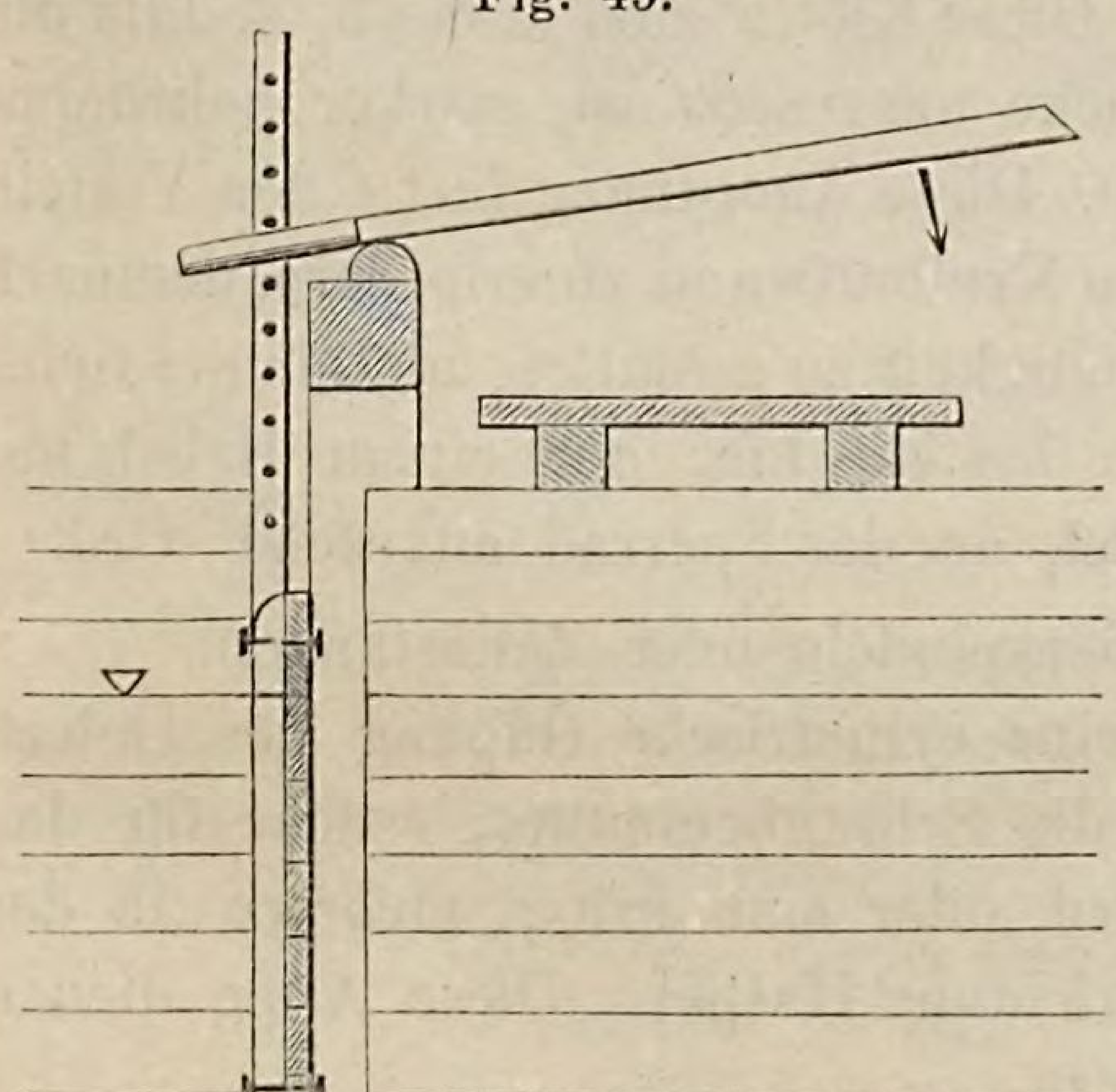
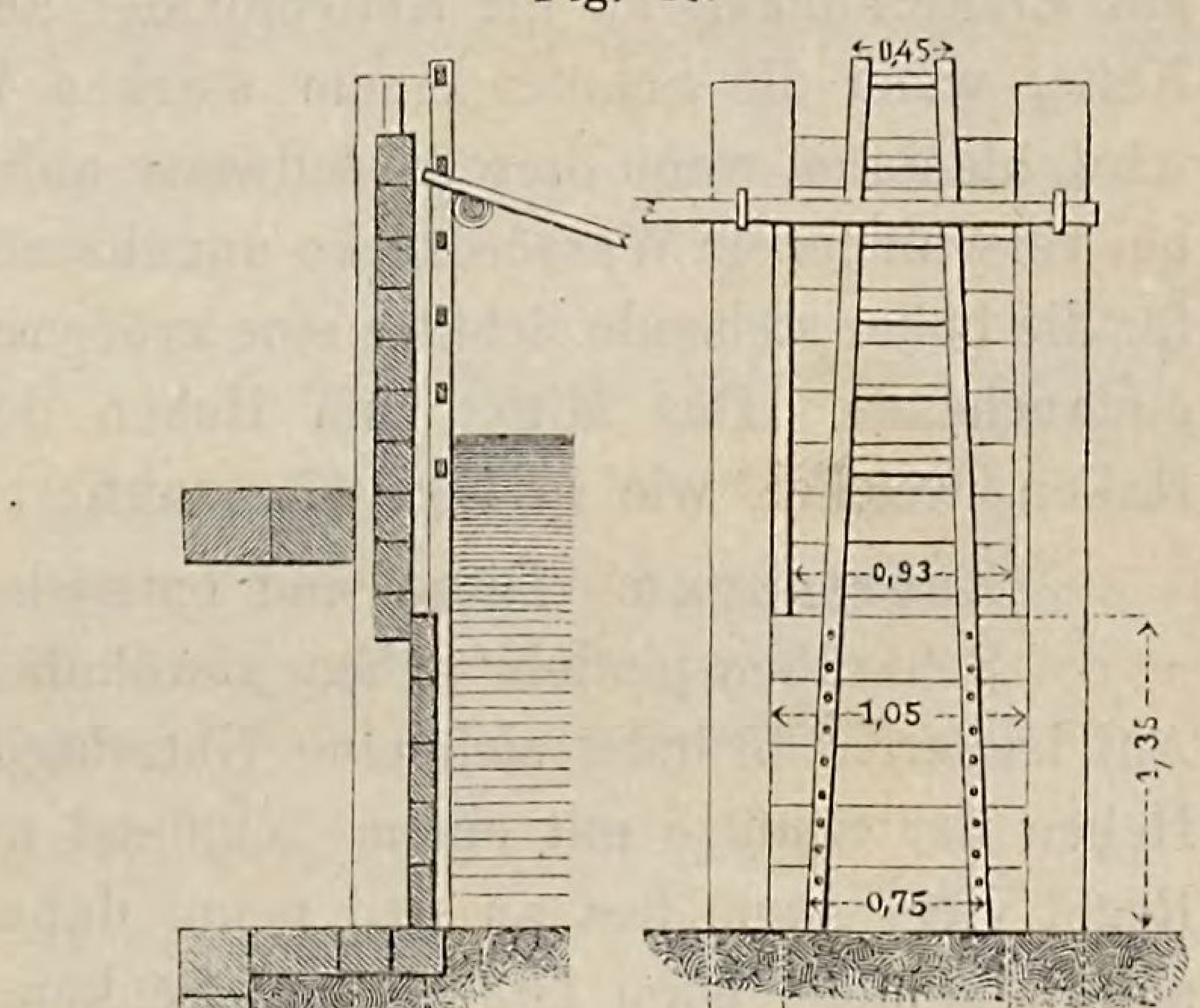


Fig. 46.



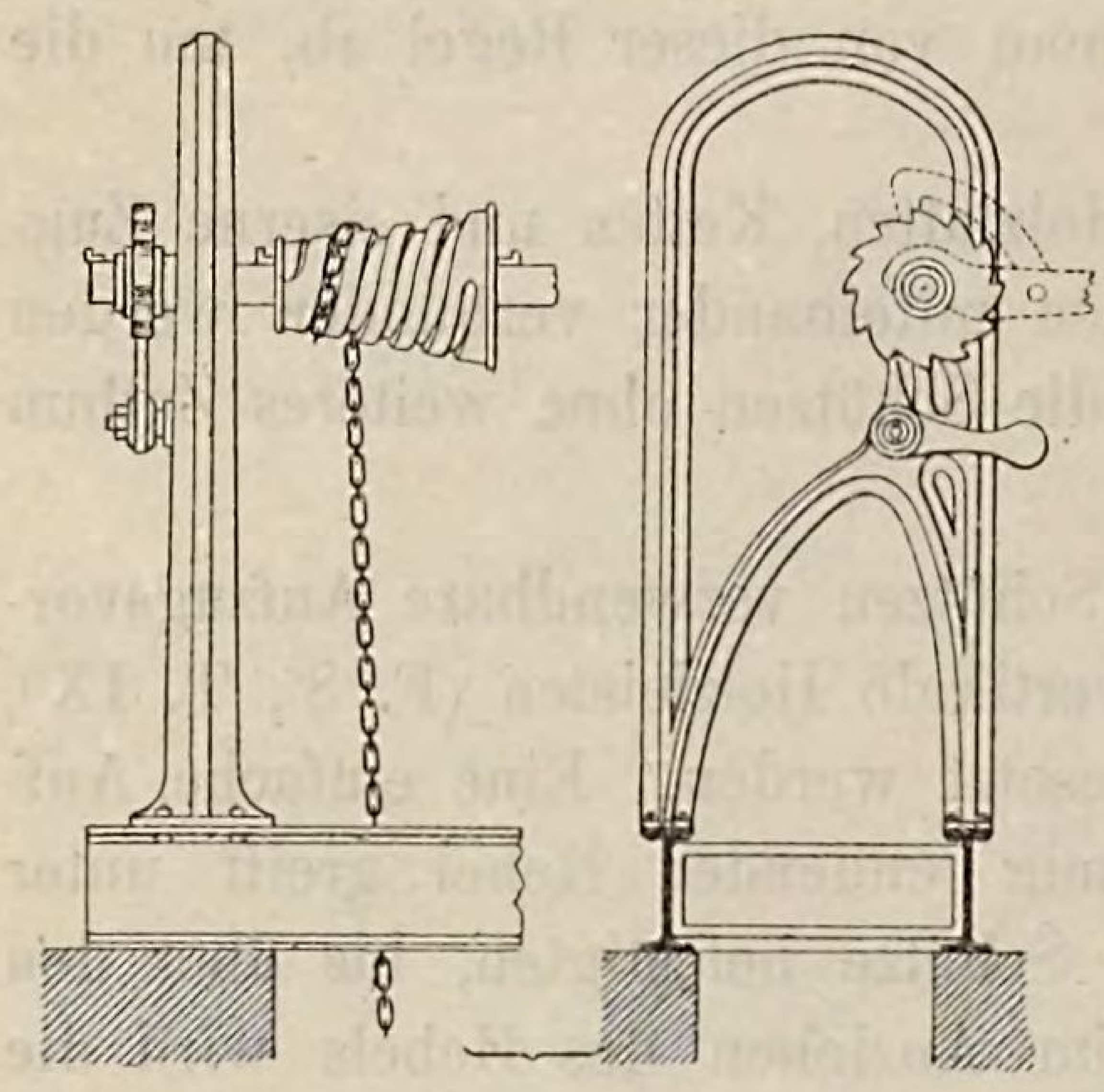
Zweckmäfsiger ist die Aufziehvorrichtung mit hölzerner Leiter (Fig. 46), welche vielfach Anwendung findet. Ein zwischen einem horizontalen Rundholze und den Sprossen der Leiter einzubringender Hebel bewirkt auch hier das Senken und Heben der Schütze.

Diese Anordnung hat man auch auf Eisenkonstruktionen übertragen, z. B. an Schützen des Cavour-Kanals, s. F. $3^{a\,u.\,b}$, T. X. Statt der Leiter ist eine mit Löchern versehene Eisenstange an den Schützen befestigt. In diese Löcher greifen zwei Haken ein, welche mit dem Ende eines eisernen Hebels in Verbindung stehen.[19])

[19]) Näheres s. Hefs. Der Cavour-Kanal. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1873, S. 182.

Aufzugsketten. Sehr gebräuchlich ist die in F. 2 u. 3, T. IX dargestellte Windevorrichtung. Die Schütze hängt in zwei Ketten, welche an einer in den Griessäulen gelagerten hölzernen Welle befestigt sind. Letztere ist zum Einsetzen eines Hebels an verschiedenen Stellen derartig durchlocht, dafs beim Anziehen des Hebels eine Drehung der Welle um einen Quadranten erfolgt. In F. 2 ist die Welle ausschliefslich in der Griessäule gelagert, zweckmäfsiger ist die Anordnung nach F. 3, indem hier zur Lagerung der Welle eine leicht auszuwechselnde Holzknagge verwendet wird. Um das Niederfallen der gehobenen Schütze zu verhindern, ist mit der Welle ein Sperrad mit Sperrklinke verbunden, wie es beispielsweise nach Fig. 47 auch bei den in F. 4, T. X dargestellten Schützen des Wehres am Prater bei München angebracht ist. Die Aufzugsketten sind an den flufsabwärts gerichteten Wänden der Schütze bei *k* (F. 4) befestigt. Der obere Rand wird daher beim Aufziehen an die flufsaufwärts befindliche Nutwand gedrückt. Federn aus Stahl *w* bewirken aber ein stofsfreies Heben der Schütze.

Fig. 47.
Hebevorrichtung am Prater-Wehr bei München. M. 0,025.



Statt der hölzernen Wellen kann man auch eiserne verwenden. Als Beispiel dienen die Aufziehvorrichtungen an den Wehren in Baden-Baden (F. 4, T. IX) und im Prater bei München. Im letzten Falle sind zur Vergröfserung des Durchmessers Gufseisenklötze mit Einkerbungen für die Kettenglieder aufgesetzt. Diese Klötze sind konisch, sodafs die Kette, wenn die Schütze einem starken Wasserdrucke ausgesetzt ist, stärker gekrümmt wird, als dann, wenn dieselbe teilweise aufgezogen ist. Diese Anordnung bietet den Vorteil, bei verschiedenem Wasserdrucke annähernd denselben Kraftaufwand zu erfordern, demnach für die höher stehende Schütze eine gröfsere Geschwindigkeit zu gestatten, als für die tiefer eintauchende. Das Mittel zum Heben der Schütze besteht hier aus einem Hebel mit Haken, welcher, wie in Fig. 47 punktiert angedeutet, an das Sperrad angesetzt wird.

Zugstangen. Diese sind entweder Schraubenspindeln oder Zahnstangen.

Schraubenspindeln gehen gewöhnlich durch eine cylindrische Öffnung des Holms. Auf letzterem befindet sich eine Unterlagplatte für die Schraubenmutter, welche für das Heben der Schütze mit einem Schlüssel gedreht wird, oder man bringt mehrere (in der Regel vier) Arme fest an und nennt dann die Vorrichtung Haspel. Diese Arme dienen als Handhaben beim Drehen und Senken der Schütze.

Wenn zwei Schraubenspindeln an einer und derselben Schütze angebracht werden, bedient man dieselben mit gleichgestalteten Schraubenmuttern, deren Ränder mit Zähnen versehen sind. In die Verzahnungen greifen zwei Räder ein, welche auf einer gemeinsamen horizontalen Axe sitzen, sodafs durch Drehung der letzteren beide Schraubenspindeln gleichmäfsig gehoben werden.

Man kann auch die Schraubenspindeln fest aufsetzen und die Einrichtung so treffen, dafs bei ihrer Drehung die mit der Schütze verbundene Schraubenmutter gehoben oder gesenkt wird. Diese Anordnung zeigt F. 7, T. X. Die bronzene Schraubenmutter ist im oberen Teile der an der Schütze befestigten Hülse angebracht. F. 10, T. X zeigt, dafs in ähnlicher Weise befestigte Schraubenspindeln auch verwendet werden können, wenn man die Schütze in zwei Punkten aufhängen mufs.

Die Schrauben müssen sehr rein und gut geschmiert gehalten werden. Entspricht man dieser an manchen Orten schwer zu erfüllenden Bedingung nicht, so sind die Reibungswiderstände im Bewegungsapparate unverhältnismäfsig grofs, man giebt deshalb nicht selten den Zahnstangen den Vorzug, obwohl bei gleichem Materialaufwand die Schrauben gröfsere Festigkeit besitzen.

Zahnstangenaufzüge für ein Doppelschütz zeigt F. 2, T. X. Die Kurbeln drehen zunächst Schrauben ohne Ende, diese Zahnräder, welche auf einer die Breite der Schütze einnehmenden Axe befestigt sind. Diese Axen nehmen je zwei Getriebe auf, welche in die Zahnstangen eingreifen, sodafs durch Drehen der Kurbel beide Zahnstangen gleichmäfsig gehoben und gesenkt werden.

Bei gröfseren Wehren werden vielfach auf Schienengleisen laufende, bewegliche Aufziehvorrichtungen verwendet, vergl. F. 1, T. X und F. 1, T. XIV. Eine derartige Anordnung ist auch in F. 7, T. XI dargestellt. Beim Heben der Schütze greift eine eiserne Stange mit Haken in den an der Schütze befindlichen Bügel ein, s. F. 7[b]. An dieser Stange wird die Windekette befestigt; die vollständige Beseitigung der Tafeln geschieht mit Hilfe eines Flaschenzuges, s. F. 7[b u. c]. Beim Einsetzen der Schütze benutzt man eine andere längere Stange, wie F. 7[a] zeigt.

Über selbstthätige Schützenvorrichtungen vergl. Ann. du genie civil 1876, S. 654 bis 656 und Ann. des ponts et chaussées 1887, S. 497.

Bewegungswiderstand der Schützen. Man mufs die Aufziehvorrichtungen so konstruieren, dafs entweder ein oder zwei Mann die Schütze bewegen können. Obwohl der Reibungskoefficient für die in Frage kommenden Materialien kleiner ist, als 0,3, so wird man wegen vorkommender Zufälligkeiten, z. B. Schlammansatz in den Falzen, gut thun, zum mindesten auf diesen Wert zu rechnen und den Wasserdruck reichlich zu bemessen. Man geht in dieser Beziehung nicht zu weit, wenn man in Fig. 44, S. 288 statt des Druckes, welcher durch die Fläche $C\,4\,1\,F$ dargestellt ist, denjenigen, welchen die Fläche $K\,4\,1\,F$ zeigt, in Rechnung zieht.

Setzt man die Höhe der Schütze $FK = i$, so ist dieser Druck $= z_1 i$ oder unter Benutzung des Wertes für z_1 aus Gleichung 71, S. 288

$$= 0{,}2\, l d_1 i \qquad 76.$$

und setzt man, wie oben, den Reibungskoefficienten $= 0{,}3$, so ist der Widerstand, welchen die Schütze der Bewegung entgegensetzt,

$$= 0{,}06\, l d_1 i, \qquad 77.$$

wobei d_1 in Meter, die übrigen Mafse in Centimeter ausgedrückt sind.

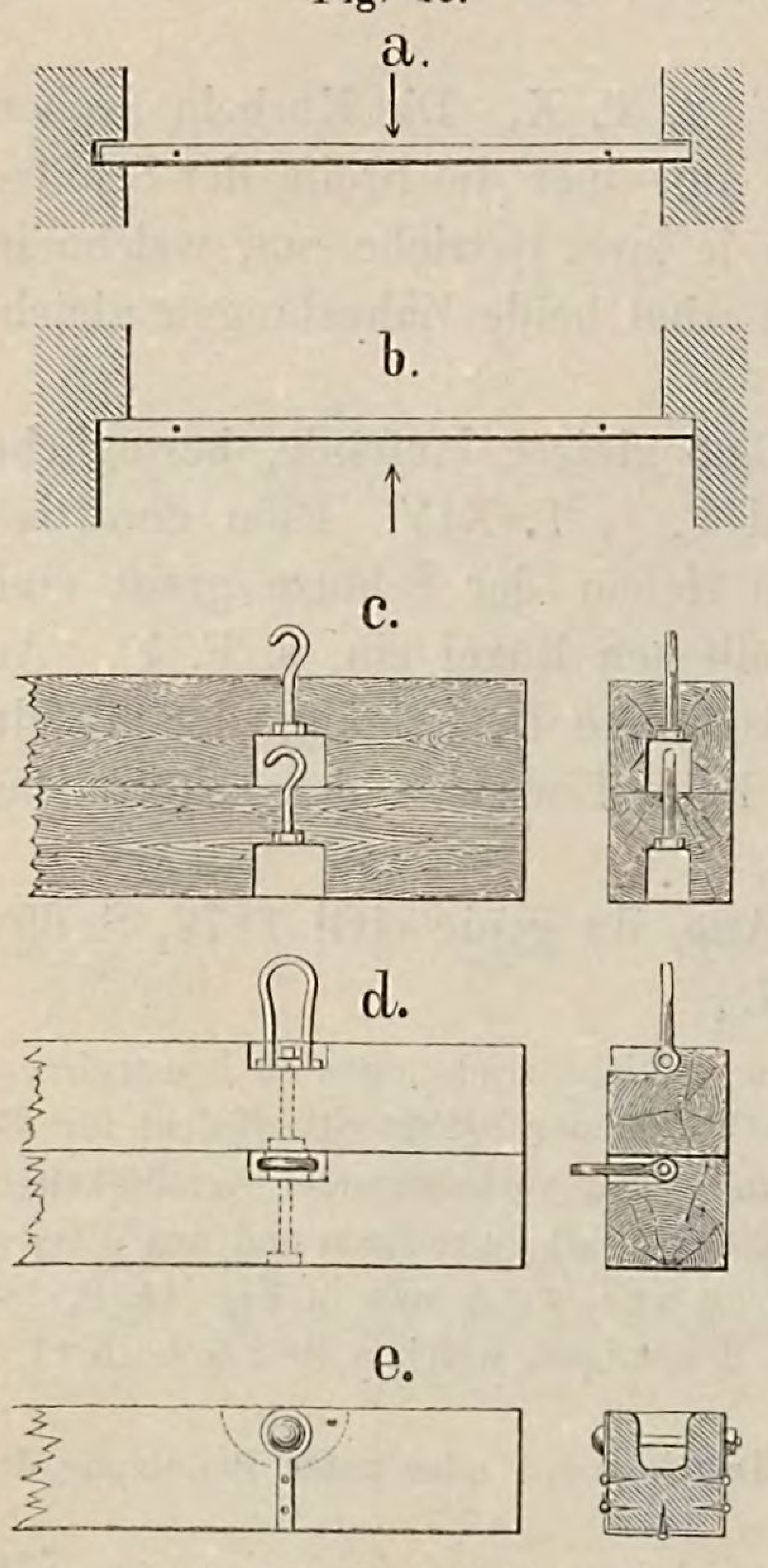
Die Unregelmäfsigkeiten, welche schon bei festen Griessäulen zu einer Vergröfserung der Bewegungswiderstände Anlafs geben können, sind natürlich bei beweglichen Konstruktionen noch weit bedeutender und lassen den Reibungskoefficienten bis auf 0,5 ansteigen, s. Ann. des ponts et chaussées 1876. Versuche am Wehr von Port à l'Anglais.

Sind in den Punkten 1, 2, 3, 4 (Fig. 44, S. 288) Rollen angebracht, so ist auch dann der Druck gröfser anzusetzen, und zwar so, dafs er durch die Rechtecke $G\,4\,3\,D$, $H\,3\,2\,E$ und $I\,2\,1\,F$ statt durch die Trapeze $C\,4\,3\,D$, $D\,3\,2\,E$ und $E\,2\,1\,F$ dargestellt wird. Nunmehr ist der Druck auf die beiden Rollen 2 z. B. gegeben durch $m z_1 + n z_2$ oder, wenn man für z_1 und z_2 aus Gleichung 71 die Werte setzt, durch $0{,}2\, l\, [m d_1 + n d_2]$, folglich: Druck auf jede der beiden Rollen $= 0{,}1\, l\, [m d_1 + n d_2]$. Man mufs die Rollen so verteilen, dafs alle ungefähr gleich stark in Anspruch genommen werden.

§ 10. Dammbalkenwehre. Wenn die abzuschliefsenden Wehröffnungen gröfsere lichte Weite besitzen, verwendet man als bewegliches Staumittel Dammbalken, auch wohl Einlagebalken genannt. Es sind dies nach Fig. 48 *c—e* (S. 292) beschlagene Bauhölzer von quadratischem Querschnitt, die horizontal übereinanderliegend, eine Abschlufswand bilden und in Falze oder Nuten der Seiten- und Mittelwände der Wehröffnungen eingreifen. Meist sind nach Fig. 48 *a* Nuten, die man auch Dammfalze nennt, gebräuchlich, wobei das Einschieben der Balken nur von oben erfolgen kann, während bei Anordnung von Falzen Fig. 48 *b* die Balken schwimmend bis zu denselben geführt und dann

durch Stangen niedergedrückt werden. Im allgemeinen werden Dammbalken bei Wehren nur wenig verwendet, dagegen sehr häufig, wenn bei Schleusen, Brücken oder auch in offenen Wasserleitungen behufs Vornahme von Reparaturen, Reinigungen u. s. w. Stauungen hergestellt werden müssen, welche nicht überströmt werden. An den genannten Bauwerken findet man deshalb die zum Einlegen von Dammbalken dienenden Dammfalze oft angebracht.

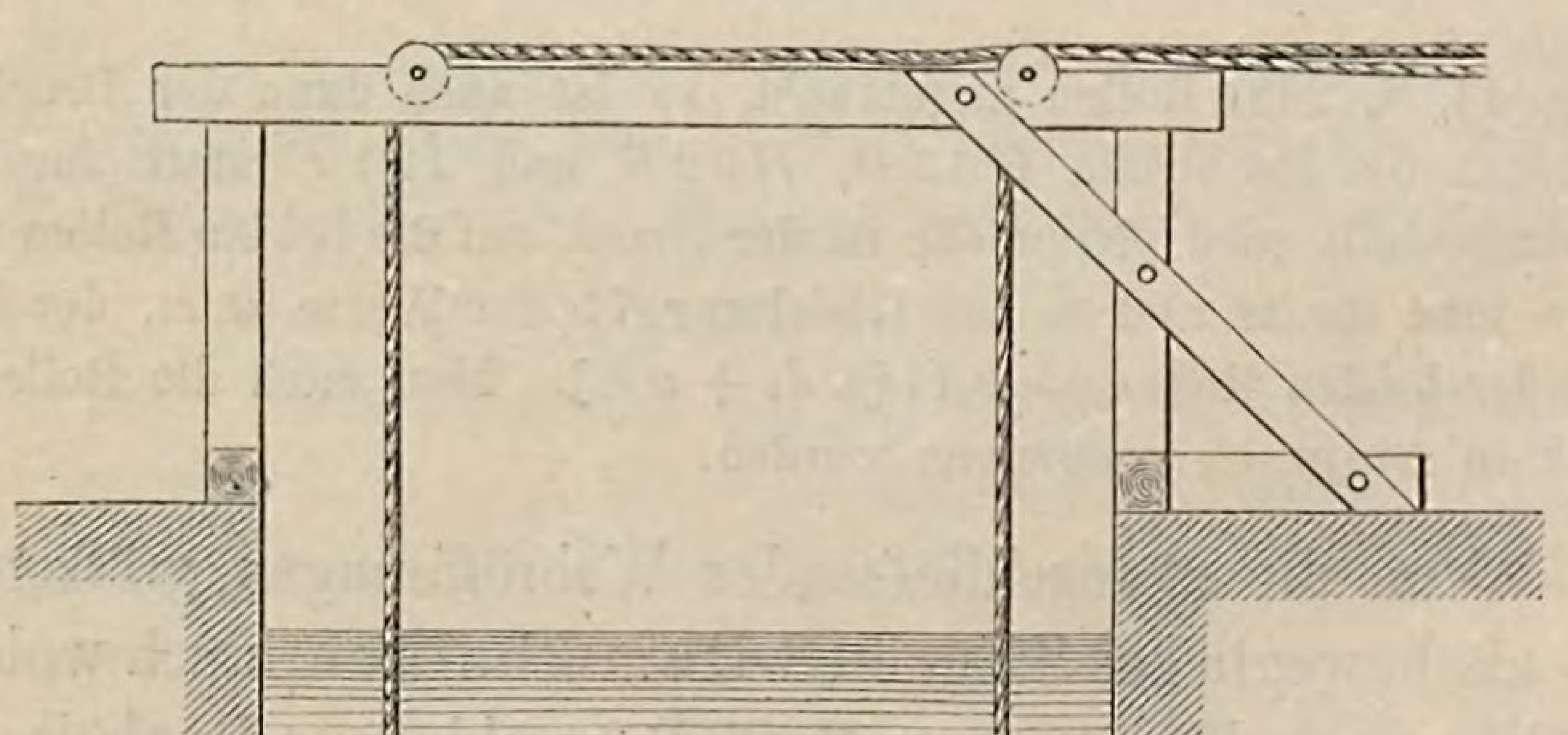
Fig. 48.



Der unterste Dammbalken liegt stumpf auf dem Fachbaum oder dem massiven Wehrrücken. Eine Rinne in diesem ist unzweckmäfsig, weil sie versandet und das Ein- und Ausbringen der Dammbalken erschwert, auch beim Ausbauchen derselben die Dichtigkeit des Verschlusses beeinträchtigt. Zum Ein- und Ausbringen der Dammbalken dienen entweder Hakenstangen oder Zugketten, welche in die an den Enden jedes Dammbalkens angebrachten Haken, Ringe oder Bolzen eingreifen. Letztere werden so befestigt, dafs sie in der Mittelaxe der Dammbalken liegen. Für Haken sind nach Fig. 48*c* Vertiefungen herzustellen, weil sie über die Oberfläche des Dammbalkens hervorragen. Zweckmäfsiger sind die Ringe nach Fig. 48*d*, welche vor die Dammbalkenwand vortreten, sich dort leicht erfassen und dann, um Scharniere drehbar, in die vertikale Stellung bringen lassen. Seltener kommen die in Fig. 48*e* dargestellten, in Eisenbeschlägen lagernden Bolzen vor. Dienen Hakenstangen zum Heben der Dammbalken, so erfolgt dies von Hand oder auch durch mit den Stangen in Verbindung zu setzende Windevorrichtungen. An letzteren sind auch die Zugketten zu befestigen.

Ist nur eine Öffnung vorhanden, so verursacht das Einlegen und Wegnehmen der Dammbalken gewöhnlich keine grofsen Schwierigkeiten, weil der Stau nur allmählich entsteht und ebenso nach und nach wieder abnimmt, sodafs derjenige Balken, welcher eben eingelegt oder weggenommen wird, keinem grofsen Wasserdrucke ausgesetzt ist. Unter diesen Umständen kann man grofse Weiten mit Dammbalken verschliefsen.[20]) Bei starker Strömung und bedeutendem Wasserdruck ist die Handhabung der Dammbalken schwieriger und die Verwendung von Windevorrichtungen notwendig. Als solche werden die bei Schützenwehren gebräuchlichen, in F. 2 u. 3, T. IX dargestellten vielfach verwendet. Bei langen Dammbalken zieht man eine auf dem Ufer stehende Windevorrichtung vor, bei der nach Fig. 49 an den Dammbalken befestigte, über Rollen laufende

Fig. 49.

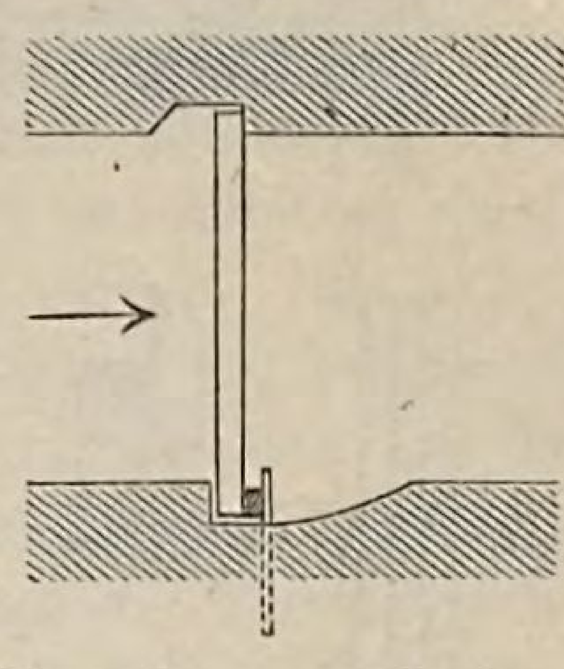


[20]) Vergl. auch: Dammbalkenverschlufs im Wehr der Rednitz in Stein bei Nürnberg. Wochenbl. für Bauk. 1887, S. 31—33.

Ketten nach der Windetrommel geführt und durch Drehung derselben aufgezogen werden. Mit einer Windevorrichtung gewöhnlicher Konstruktion können nach Minard zwei Mann einen 4,5 m langen Dammbalken mit quadratischem Querschnitt von 18 cm Seite bei 2 m Wasserdruck herausnehmen, während zur Hebung eines 8 m langen Dammbalkens, mit quadratischem Querschnitte von 30 cm Seite bei 2 bis 2,60 m Wasserdruck, 6 bis 10 Pferdekräfte für erforderlich gehalten werden.

Wenn das Ausheben der Dammbalken bei plötzlich eintretendem Steigen des Wasserstandes und bei grofsen Tiefen schwierig ist, und zu befürchten steht, dafs die unteren Dammbalken nicht rechtzeitig beseitigt werden können, verwendet man Vorrichtungen, welche die plötzliche Entfernung sämtlicher Dammbalken ermöglichen. Zu diesem Zwecke ordnet man die Dammfalze nach Fig. 50 an und stellt in einen derselben einen Setzpfosten, nach dessen Beseitigung die Dammbalken, dem Wasserdruck nachgebend, der Strömung folgen. Aus diesem Grunde müssen die Dammfalze entsprechend Erweiterungen erhalten. Der Setzpfosten greift in eine vertiefte Nische des Wehrrückens ein und wird oben durch einen mit Kurbel und Zahnradübersetzung zu bewegenden Riegel so gehalten, dafs er, sobald letzterer zurückgezogen wird, herausfällt und demnach auch die Dammbalken frei macht, welche man durch Ketten befestigt, damit sie nach dem Öffnen des Wehres durch die Strömung nicht fortgetrieben werden.

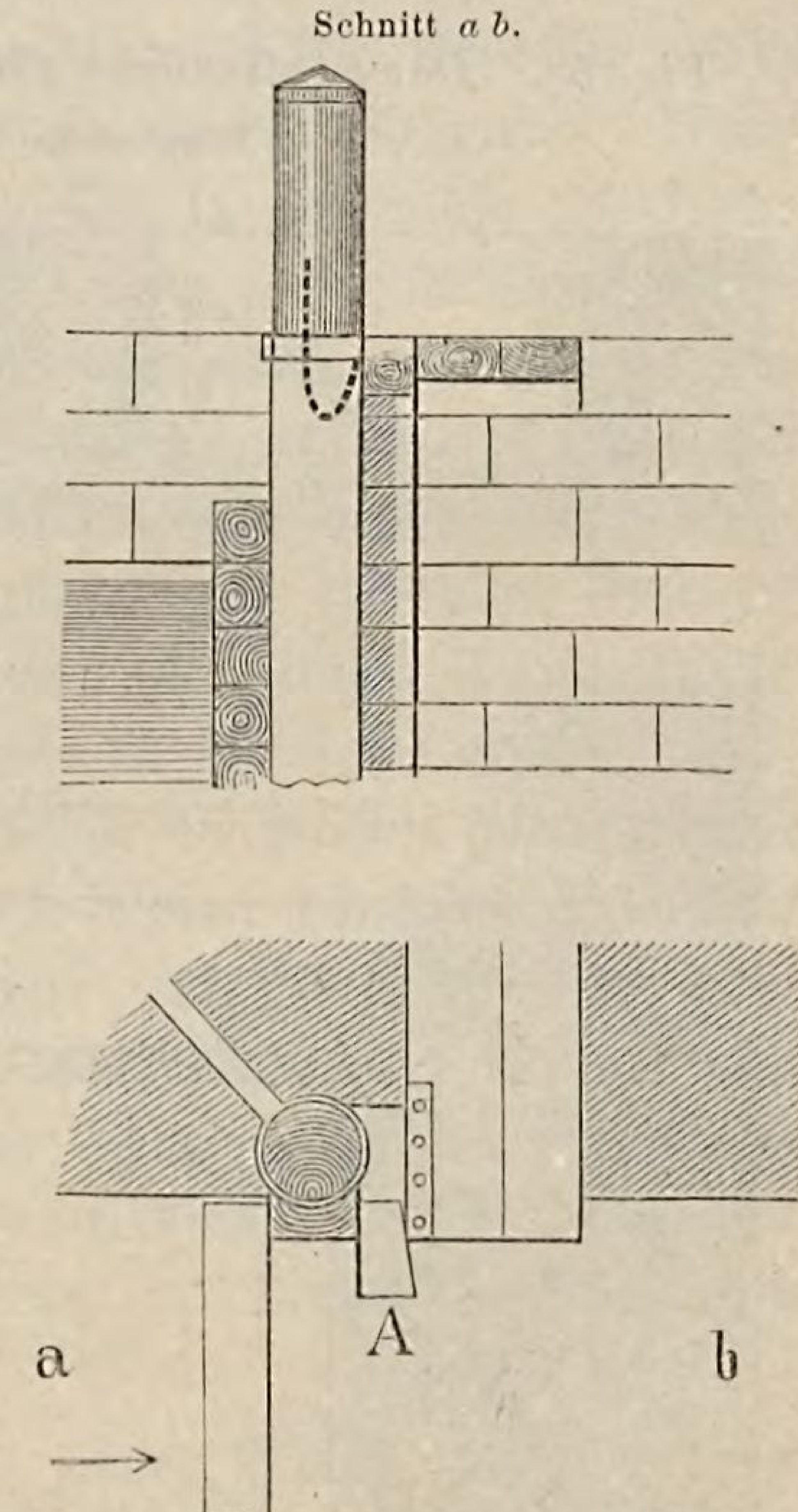
Fig. 50.



Der Setzpfosten wird auch nach Fig. 51 als Wendesäule, wie bei Schleusenthoren hergestellt, und dreht sich dann unten in einem eisernen Zapfen, der in einer Pfanne ruht, und oben in einem verankerten eisernen Halsbande. Die Dammbalken lehnen sich an den durch die vortretende Wendesäule gebildeten Falz, so lange ein hinter die Wendesäule eingetriebener und mit dieser durch Kette verbundener Holzkeil A die Drehung verhindert. Den Keil pflegt man mit Eisenblech zu bekleiden und ebenso die in das Mauerwerk eingelassenen Bohlen, soweit sie mit dem Keil in Berührung kommen. Zur Entfernung der Dammbalken wird der Keil herausgetrieben, worauf sich die Wendesäule dreht und in die Wendenische legt, daher den Dammbalken die Unterstützung entzieht.

Fig. 51.

Schnitt *a b*.



Obere Ansicht.

Die Säule läfst sich nach Fig. 52 (S. 294) auch als Klapppfosten herstellen und dieser unten mittels Scharnier auf den Wehrrücken niederlegen.[21]) Diese Anordnung findet sich in einem Wehr der Seille unweit ihrer Mündung in die Saône in sieben, zur Abführung des schnell wachsenden Hochwassers dienenden Öffnungen eines Mühlenwehres. Auch hier hängen sämtliche Dammbalken an Ketten, von welchen jedoch in der Zeichnung nur eine angedeutet ist.

Fig. 53 zeigt ein in einem Wildbache ausgeführtes Dammbalkenwehr von zwei Öffnungen mit einem mittleren aus T-Eisen konstruierten Klapppfosten, welcher sich um ein im Wehrrücken verankertes Scharnier niederlegen läfst, sobald die in gleicher Weise niederlegbare eiserne Strebe a durch

[21]) Ann. des ponts et chaussées 1836, S. 180.

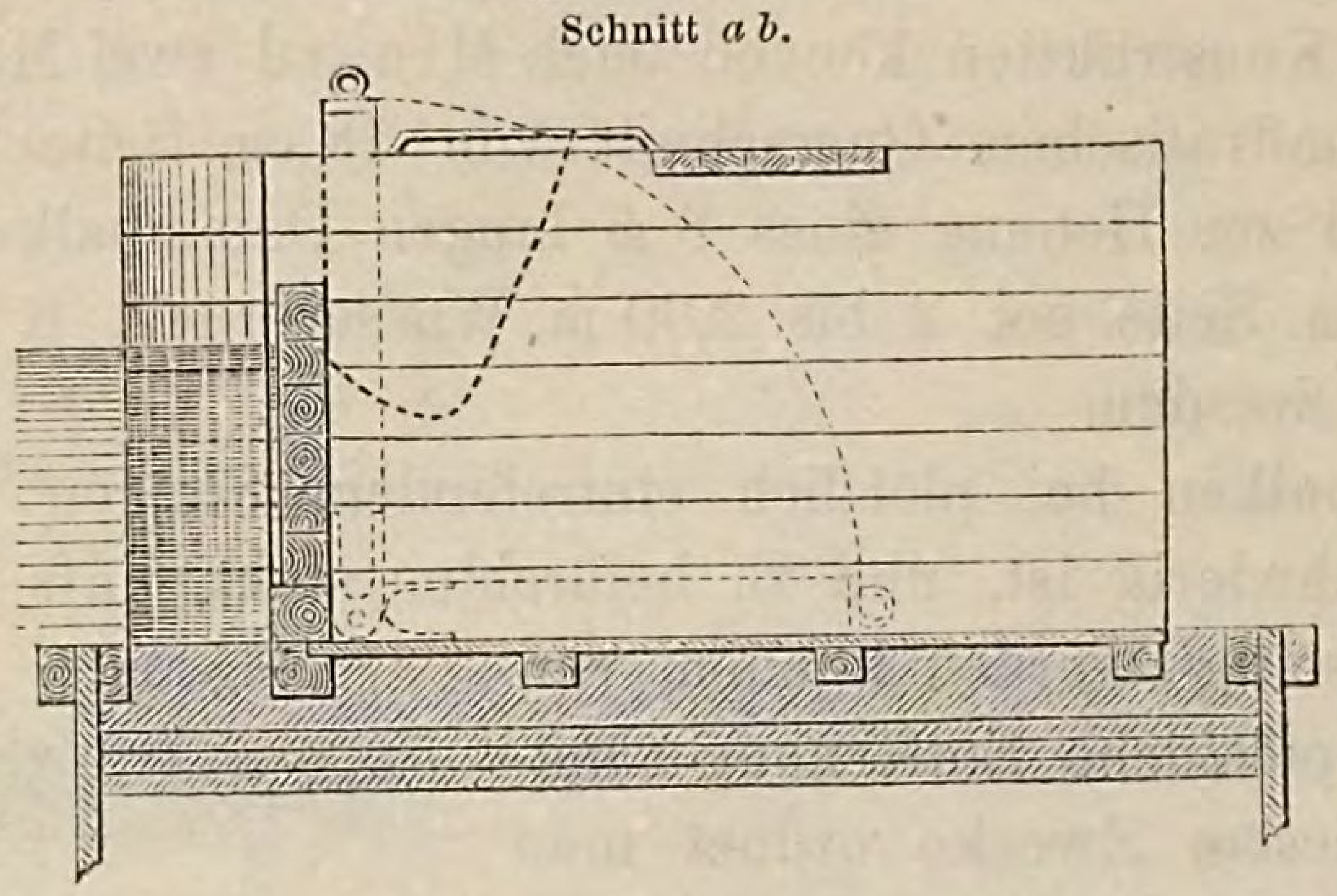
Kette *b* von der Uferwand aus angezogen wird. Damit der Zug wirksam wird, ist das Scharnier der Strebe schräg zur Richtung der Strömung angeordnet. Das Einbringen der Dammbalken erfolgt erst, wenn das Flufsbett trocken ist. Bemerkenswert ist bei diesem Wehr die Verwendung von Dammbalken verschiedener Stärke, entsprechend dem Wasserdruck bei geschlossenem Wehr.[22])

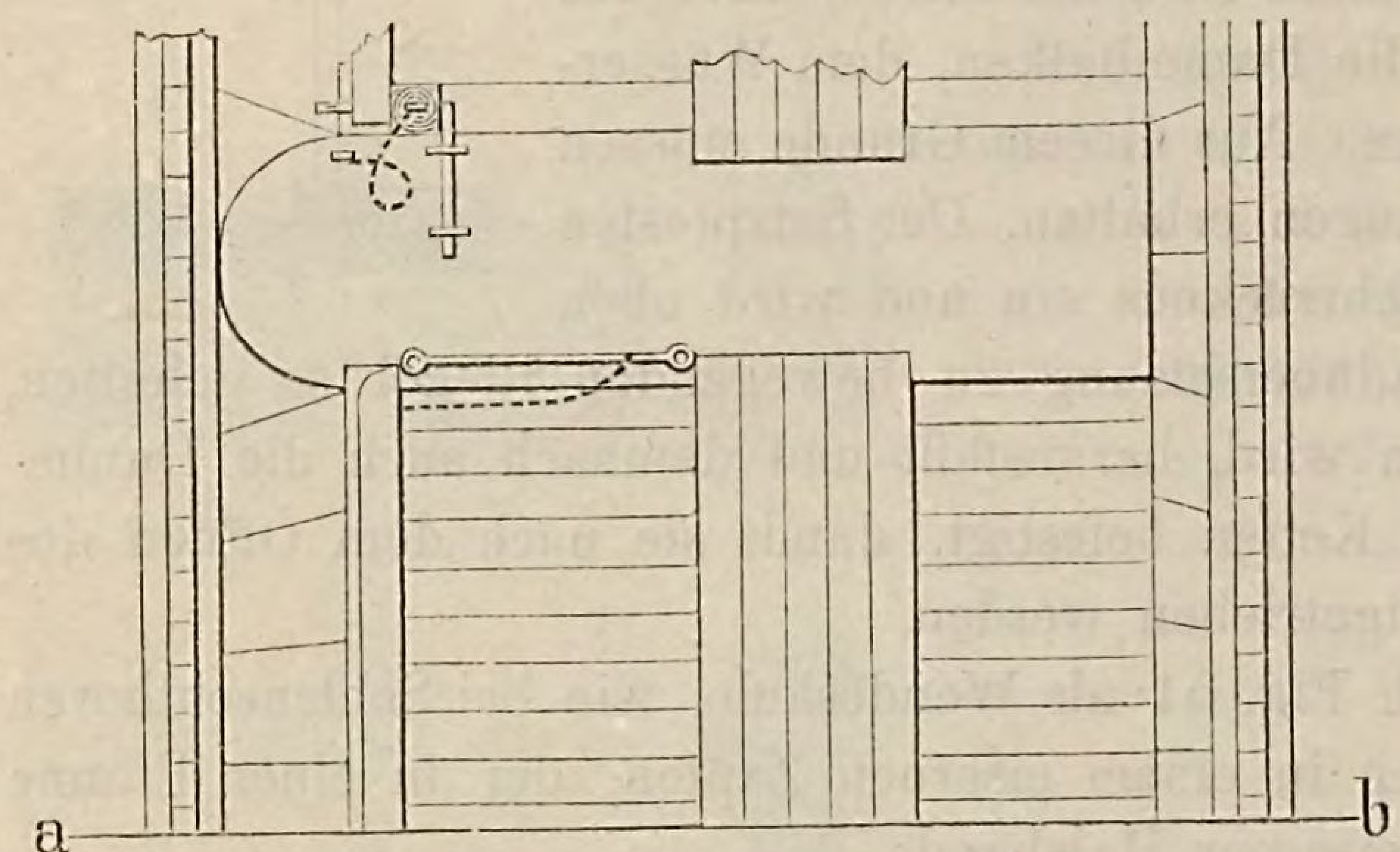
Ein Dammbalkenwehr in der Vechte bei Nordhorn, welches für eine Bewässerungsanlage ausgeführt wurde, ist in F. 1, T. XI dargestellt. Die Flufsbreite ist in fünf Öffnungen eingeteilt, die drei inneren mit 3,26 m lichter Weite. Die beiden Öffnungen an den Ufern sind mit Rücksicht auf Schiffahrt gröfser angelegt, und zwar die eine mit 3,65 m, die andere mit 4,38 m lichter Weite, s. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1881, S. 271. Nur während kurzer Zeit beträgt der Stau 2,92 m; dagegen mufs, um die Vechte oberhalb schiffbar zu erhalten, während eines grofsen Teils des Jahres 1,46 m hoch gestaut werden. In dieser Zeit werden in der rechtsseitigen grofsen Öffnung die Dammbalken durch das Nadelwehr (F. 1[a u. c]) ersetzt und infolge Verminderung des Wasserdruckes wird durch die Nadeln das Herausnehmen der Dammbalken erleichtert.

Endlich werden Dammbalken auch noch in Verbindung mit Schützenwehren zum Abschlufs des unteren Teils der Wehröffnungen verwendet. In diesem Falle werden die Dammbalken meist nur bei Eintritt von Hochwasser und behufs Abführung der oberhalb abgelagerten Sinkstoffe ausgehoben.

Fig. 52. M. 0,01.

Schnitt *a b*.

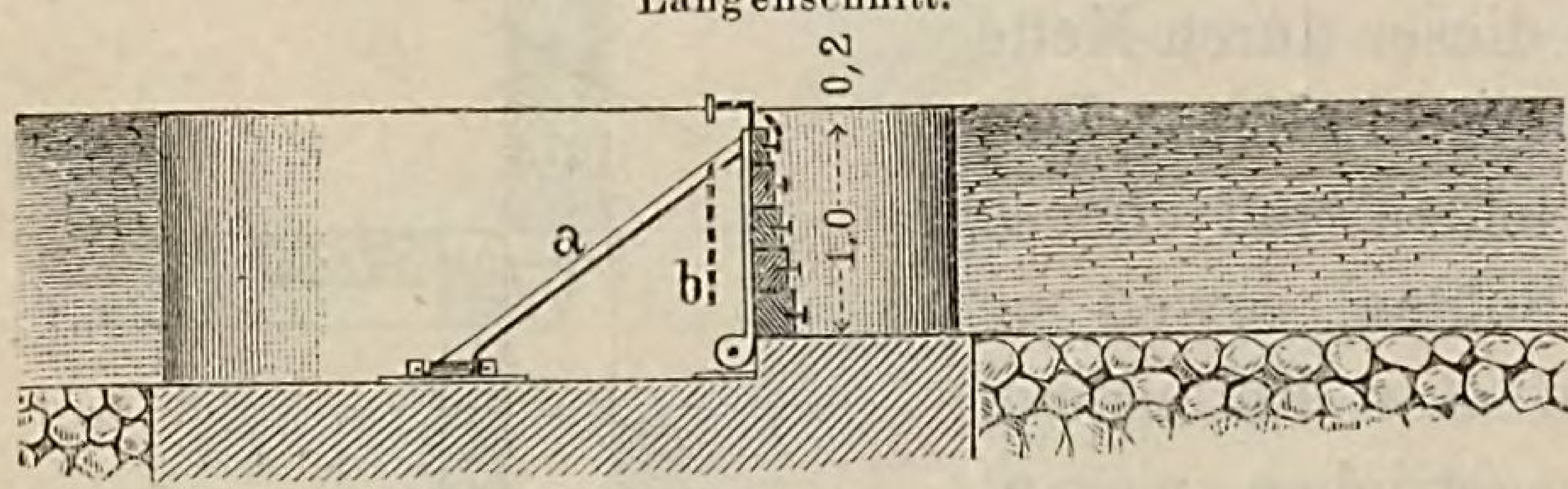


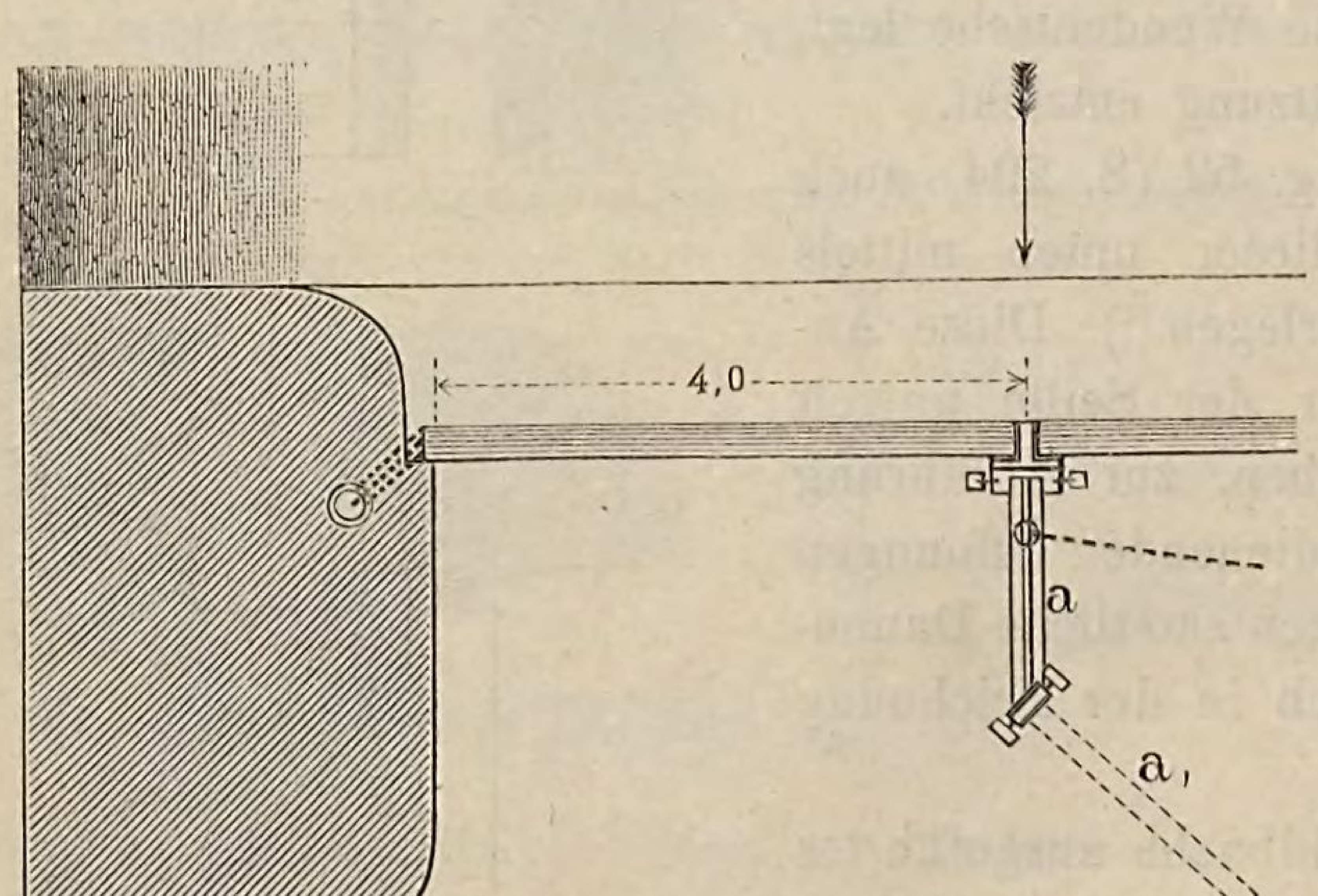


Grundrifs.

Fig. 53. *Dammbalkenwehr für Wildbäche.* M. 0,01.

Längenschnitt.





Grundrifs. *a,* Umgelegte Strebe.

[22]) Vergl. auch Zeitschr. f. Bauw. 1879, S. 514.

§ 11. Nadelwehre. Den Übergang zum Nadelwehr, bei dem der Verschlufs der Wehröffnung durch Holzstiele, sogenannte Nadeln, erfolgt, bildet die Freiarche mit beweglichen Setzpfosten und dazwischen liegenden schmalen Schützen. Als man letztere durch Setzpfosten ersetzte, war das Nadelwehr im Prinzip verwirklicht.

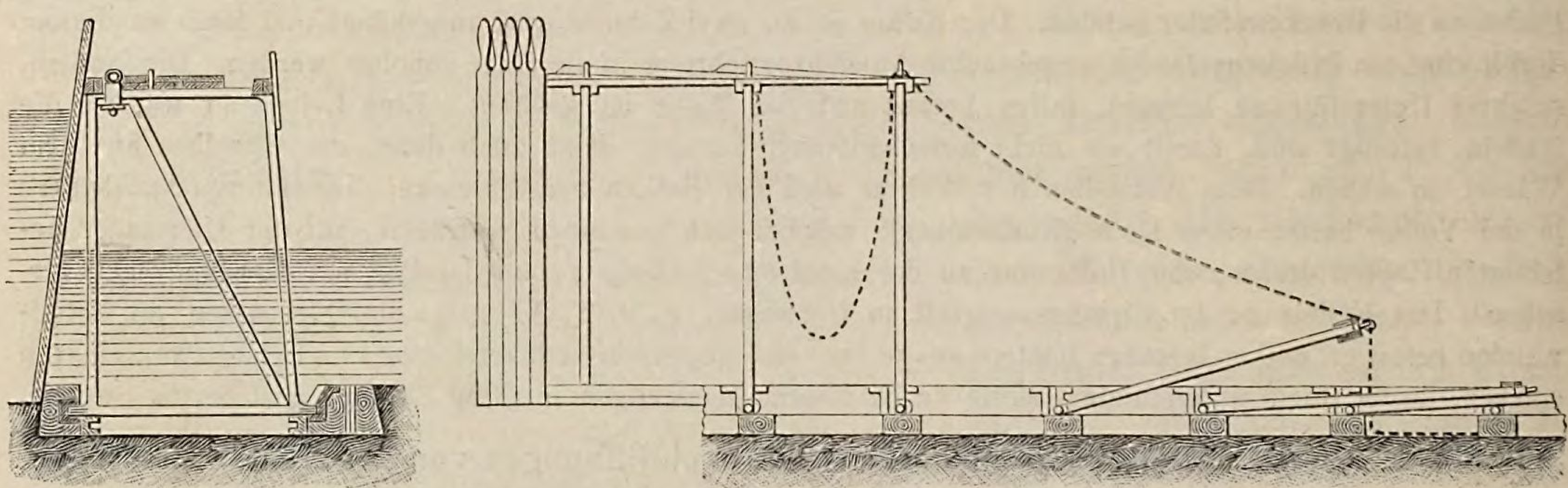
Bei den in dieser Art hergestellten älteren Nadelwehren lehnen sich die Nadeln unten gegen einen im Wehrrücken hervortretenden Falz und oben gegen einen die Wehröffnung überspannenden festen oder beweglichen Balken, wie nachstehende Beispiele zeigen. Bei dem vorbesprochenen, in F. 1, T. XI dargestellten Wehre stützt sich der Balken, an welchen die Nadeln des 4,38 m weiten Schiffsdurchlasses sich lehnen, einerseits auf das Bohlwerk der Uferwand, andererseits auf das benachbarte Mitteljoch. Nach Hinwegnahme der Nadeln kann derselbe, auf Rollen gehend (F. 1[c]), in die nebenstehende Öffnung des Dammbalkenwehres geschoben werden. Bei dem an der Brücke bei Belombre über die Yonne geführten Nadelwehr, F. 3, T. XI werden die Nadeln oben durch einen Balken festgehalten, welcher mit seinen beiden Enden an die Brückenpfeiler anlehnt. Der Balken ist an zwei Zahnstangen aufgehängt und kann an diesem durch eine am Brückengeländer angebrachte Aufziehvorrichtung in die Höhe gehoben werden. Die Nadeln, so ihrer Unterstützung beraubt, fallen heraus und das Wehr ist geöffnet. Eine Leine, an welcher die Nadeln befestigt sind, damit sie nicht fortschwimmen können, dient auch dazu, um dieselben aus dem Wasser zu ziehen. Beim Aufstellen des Wehres wird der Balken herabgelassen. Die älteren Nadelwehre in der Yonne hatten einen Holm (Stützbalken), welcher sich um einen vertikalen, auf der Ufermauer befestigten Zapfen drehte; der Holm war an der Landseite verlängert und daselbst mit Gegengewicht versehen. Das Nadelwehr im Firingswasserfall in Norwegen, F. 2, T. XI, zeigt die Querbalken an Mittelwänden befestigt, und es bestehen letztere aus je zwei sich gegenseitig stützenden und im Felsbett verankerten starken, durch Stiele unterstützten, sowie durch eiserne Zugstangen in ihrer Stellung gesicherten Streben.

Die älteren Nadelwehre gestatteten nur Wehröffnungen von geringer lichter Weite, hätten daher in grofsen schiffbaren Flüssen eine erhebliche Zahl fester Mittelpfeiler erfordert, welche sowohl die Schiffahrt, als auch den Abflufs des Hochwassers und Eisgangs behindert haben würden. Epochemachend war daher die Erfindung beweglicher Mittelwände durch den französischen Ingenieur Poirée im Jahre 1834. Derselbe stellte die Mittelwände in Entfernungen von etwas mehr als 1 m als eiserne Rahmen — Wehrböcke, Stützklappen — her, welche sich, um horizontale Wellen in der Sohle des Wehrrückens drehbar, in eine Rinne desselben umlegen, durch Kettenzug aufrichten, demnächst durch leichte eiserne Balken in der vertikalen Stellung erhalten lassen und so das Auflager für den Belag einer Laufbrücke bilden, von der aus das Einsetzen und Ausheben der Nadeln ohne Schwierigkeit erfolgen kann. Letztere lehnen sich unten gegen einen Anschlag in der festen Wehrsohle und oben gegen den flufsaufwärts liegenden Brückenbalken. Derartige Wehre konnten nunmehr in grofsen Flüssen ohne Nachteil angewendet werden, weil ihre Beseitigung vor Eintritt des Hochwassers von der Laufbrücke aus in kurzer Zeit möglich ist. Zu diesem Zweck hebt man zunächst die Nadeln aus, entfernt sodann den Bohlenbelag zwischen einer Uferwand und den beiden zunächst gelegenen Rahmen, sowie den Brückenbalken und legt nunmehr den frei gewordenen Rahmen durch Nachlassen der ihn noch haltenden Kette um seine horizontale Axe in die Rinne des Wehrrückens nieder. In dieser Weise von Wehrbock zu Wehrbock weiter verfahrend gelangt man zum anderen Ufer, von dem aus das Wiederaufrichten des Wehres in umgekehrter Reihenfolge mit dem Aufrichten des ersten Rahmens, der Verbindung desselben durch die Brückenbalken u. s. w. erfolgt.

Die Poirée'sche Erfindung beseitigte die Nachteile fester Wehre und bewährte sich bei der Ausführung eines derartigen Wehres in der Yonne bei Basseville alsbald so vollkommen, dafs sie von da ab in fast allen zu kanalisierenden Flüssen, welche durch das Mittel der Regulierung nicht genügend schiffbar hergestellt werden konnten, angewendet wurde. Die allgemeine Anordnung des Wehres ist in Fig. 54 dargestellt. Jeder

Rahmen, aus Schmiedeisenstäben hergestellt, besteht aus der unteren Welle, zwei Stielen, einer Strebe und einem Oberrahm. Die Welle ist in Holzschwellen gelagert, welche eine vertiefte Rinne im massiven Wehrrücken einfassen. Die Rahmen stehen parallel zur Strömung, und werden nach erfolgter Aufrichtung oben durch eiserne, hakenförmig endende Balken, sowie durch Bohlen der Laufbrücke verbunden und so in ihrer vertikalen Stellung gesichert. Am Oberrahm ist in einem Ringe eine Kette von solcher Länge befestigt, dafs sich der Rahmen in die Rinne der Wehrsohle niederlegen und vom benachbarten Rahmen aus, an dem die Kette ebenfalls befestigt ist, durch Anziehen derselben aufrichten läfst.

Fig. 54.



Um die Nadeln nicht Stück für Stück herausnehmen zu müssen, wie es bei den zuerst gebauten Wehren der Fall war, hat Poirée seine Konstruktion an den später ausgeführten Wehren so verbessert, wie in F. 4$^{a, b u. c}$, T. XI dargestellt ist. Die Böcke werden oben durch die Bohlen der Laufbrücke in der richtigen Entfernung voneinander gehalten. Diese Bohlen sind mit Bolzen, welche herausgezogen werden können, an den Wehrböcken befestigt und dienen zugleich den Nadeln als Anlehnung. Soll das Wehr niedergelegt werden, so zieht man die betreffenden Bolzen heraus, und verschiebt die Bohle mit einer Hebebarre, sodafs sie dem Drucke der Nadeln ausweichen kann. Diese fallen heraus, nachdem so ihre obere Stütze beseitigt ist. Ein Seil, welches an dem zunächst stehenden Bock befestigt und durch die Öhre der Nadeln gezogen ist, verhindert letztere der Strömung des Flusses zu folgen. In der Sohlenrinne sind zwei Langschwellen mit Lagern für die Drehaxen der Böcke angebracht, welche durch Querschwellen in der für die Rahmen passenden Entfernung gehalten werden. Nach unten ist die Rinne erweitert und das Ganze wird durch Keile so festgehalten, dafs auch gegen die Bewegung aufwärts der Widerstand genügend ist. Eine Langschwelle dient zugleich als Anlehnung für die Nadeln.

Später ist zur Konstruktion der Rahmen oder Stützklappen auch gewalztes Eisen verwendet worden; beispielsweise bei den zur Kanalisierung der Mosel in Frankreich und in gleicher Art auch später in der Mosel oberhalb Metz[23]) ausgeführten Nadelwehren, s. F. 2, T. XIV. Jede Stützklappe (F. 2^a) zeigt ein fest verbundenes Fachwerk von horizontalen, vertikalen und diagonalen ⊔- und ⅃-Eisen mit einer in der Wehrrückenrinne in Lagern ruhenden Welle. Die Ständer bestehen aus je zwei ⅃-Eisen, die Strebe und die Riegel, mit Ausnahme des obersten, aus je zwei ⊔-Eisen, welche durch Niete unter sich und mit in den Winkelpunkten zwischengeschobenen Eisenplatten verbunden

[23]) Schlichting. Kanalisation der Mosel von Arnaville bis Metz. Zeitschr. f. Bauw. 1874.

sind, s. F. 2[b]. Eine wesentliche Verbesserung liegt darin, dafs die Ständer und die Strebe die Welle lagerförmig umfassen, wodurch deren Schwächung vermieden wird. Die Verbindung der Laufbrücke bewirken zwei ⅃-Eisen, von denen das flufsaufwärts gerichtete zur Anlehnung der Nadeln dient. Zum Schutz des Anschlags und zur Anlehnung der Nadeln im Wehrrücken ist ebenfalls ein ⅃-Eisen verwendet. Die Welle ruht bei *c* in einem verankerten Halslager (F. 2[c]), und bei *D* in einem eigenartig geformten Lager (F. 2[f]). Die grofsen, das 3 m starke Betonbett abdeckenden Quader der Wehrrückenrinne bei *c* sind durch Grundanker (F. 2[d u. e]), deren Schraubenmuttern in einer mit U-Eisen bekleideten Rinne der Quader liegen, gegen Verschiebung gesichert. Während der Ausführung des Wehres, vergl. § 13, dienen die oberhalb verlängerten und hier später zu beseitigenden Grundankerstangen noch zur Unterstützung des Baugerüstes.

Verbesserungen zeigt auch das in der Reufs in Luzern erbaute Wehr, F. 5[a–d], T. XI, insbesondere wegen der Art der Aufrichtung und Niederlegung der Rahmen vom Ufer aus. Hierzu wird eine Kette benutzt, welche auf sämtlichen Rahmen in mit Rollen versehenen Ringen ruht und mit einer auf der Ufermauer stehenden, durch Kurbel drehbaren Windetrommel verbunden ist. Für das Niederlegen des äufsersten Rahmens wird die Kette so weit notwendig abgewickelt, dann mit dem zweitäufsersten fest verbunden, sodafs dieser in gleicher Weise niedergelegt werden kann u. s. f. Durch Aufwickeln der Kette auf die Welle werden demnach die Rahmen in umgekehrter Ordnung einer nach dem anderen aufgestellt. Dieselbe Anordnung findet sich auch am Nadelwehr in Zürich, s. F. 11—14, T. XII. Sowohl an dieser, als auch an der Konstruktion von Poirée ist es ein Übelstand, dafs die Befestigungspunkte der Drehaxe vom Ständer flufsaufwärts und von der Strebe flufsabwärts so weit abstehen, dafs die Drehaxe auf Biegung in Anspruch genommen ist, und dafs in F. 5[a] gerade da, wo Gefahr des Bruches vorhanden, eine Nietverbindung zwischen Welle und Rahmen den Druck der Strebe aufnehmen mufs. Diesem Übelstande könnte man durch Unterlage eines Gufseisenklotzes in der Verlängerung der Strebe begegnen, wie in F. 5[a], T. XI mit punktierten Linien angedeutet ist. Allein auch bei *gh* (F. 5[a u. d]) zeigt sich der erwähnte Übelstand, denn auch an dieser Stelle wird die Axe da, wo sie durch eine Nietverbindung geschwächt ist, beim Widerstand gegen die Bewegung aufwärts mit grofsem Hebelarm in Anspruch genommen. Dazu kommt, dafs die Verbindung des Zapfenlagers mit dem Stein nicht genügende Sicherheit gewährt. Eine Verankerung, wie sie die Figuren 1, 13 und 14, T. XII zeigen, ist dort kaum zu entbehren.

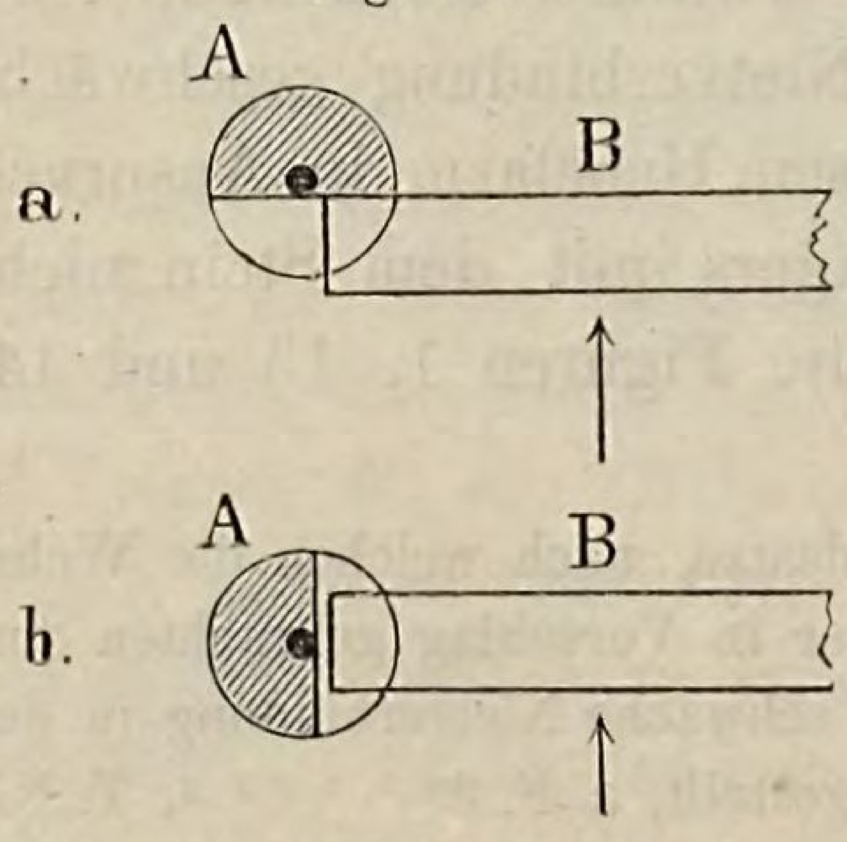
Pestalozzi hat versucht, die aus Obigem sich ergebenden Grundsätze, nach welchen die Wehrböcke mit dem Fundamentmauerwerke verbunden werden sollten, bei einer in Vorschlag gebrachten Änderung der in Luzern angewendeten Konstruktion durchzuführen. Um die schwache Nietverbindung in der Längenrichtung der Welle zu beseitigen, ist letztere aus einem Stücke hergestellt, s. F. 6[a, b, c, f u. g], T. XI. Das flufsaufwärts liegende Zapfenlager ist verankert und schliefst an den Ständer des Rahmens mit kleinem Spielraum an, s. F. 6[a] und für das Detail des Zapfens F. 6[f]. Flufsabwärts findet sich in der Verlängerung der Strebe ein Stützklotz (F. 6[b, c u. e]). Das Zapfenlager daneben (F. 6[d u. e]) mufs folgenden Bedingungen entsprechen. Die senkrechte Hinterwand *po* darf der Welle nur soviel Spielraum gestatten, dafs man den Wehrbock leicht einsetzen und herausnehmen kann. Oben darf das Zapfenlager offen bleiben, weil daselbst nur abwärtsgehende Kräfte wirken, wenn nur Form und Tiefe gegen das Herausspringen der Böcke beim Niederlegen und Aufstellen sichern. Um das Einsetzen der Wehrböcke zu erleichtern, ist das Zapfenlager in der schiefen Ebene *on* nach oben erweitert. Der Stützklotz mufs den ganzen Druck aufnehmen, wenn der Wehrbock aufgestellt ist. Die Höhe ist so zu bemessen, dafs in dieser Stellung zwischen Zapfen und Sohle des Zapfenlagers Spielraum vorhanden ist. Für das Niederlegen dient das Zapfenlager als Führung und es kann hierbei ohne Nachteil eine kleine Senkung stattfinden, sofern die Formen so gewählt werden, dafs beim Aufrichten die Welle allmählich und ohne Stöfse zu verursachen auf den Stützklotz sich erhebt.

Die im Vorhergehenden beschriebene Anordnung zeigt, dafs auch da, wo die abwärtsgehenden Flantschen von Profileisen Konstruktionsschwierigkeiten verursachen, gleichwohl an der Sohle eine solide Abstützung des Wehrbockes in der Verlängerung der Strebe möglich ist. Bei anderen oft in Anwendung gebrachten Eisenverbindungen kann man z. B. für die Rahmen, welche in F. 4° u. 7ᵃ, T. XI und in F. 1, T. XII dargestellt sind, den Stützklotz durch Sohlenplatten ersetzen.

An dem Wehrbock in F. 7ᵃ, T. XI wird der Druck der Strebe durch eine starke Eisenkonstruktion zwischen den beiden nahe aneinander liegenden Stützpunkten *A* und *B* aufgenommen, es bleibt jedoch schwierig, die Lager in *A* und *B* so genau zu regulieren, dafs sie gleichzeitig tragen.

Bei den bisher erörterten Konstruktionen müssen die Nadeln einzeln nacheinander ausgehoben werden, wobei das Niederlegen des Wehres in Wasserläufen mit schnell steigenden Wasserständen bisweilen nicht rechtzeitig erfolgen kann. Dieser Übelstand führte zur Verwendung je einer, zwischen je zwei Rahmen liegenden, zur oberen Anlehnung der Nadeln dienenden, eisernen Querstange, welche im vorderen Ständer des einen Rahmens in einem Scharnier drehbar ist und im anderen Rahmen in einem Einschnitt desselben seinen zweiten Stützpunkt findet. Wird nun der letztere beseitigt, so erfolgt die Drehung der Querstange um ihr Scharnier, sodafs die Nadeln, denen nun ihre obere Anlehnung entzogen ist, durch den Wasserdruck sämtlich umgelegt werden. Das Fortschwimmen der Nadeln verhindert eine durch die Köpfe derselben geführte, an einem Rahmen befestigte Leine. Die Konstruktion der beweglichen Querstange, vom belgischen Ingenieur Kummer angegeben, hat zunächst in den Schiffahrtsdurchlässen von sechs Stauanlagen der oberen Maas in Belgien[21]) 1876—1879 und dann auch anderwärts vielfach Anwendung gefunden. Bei den genannten Stauanlagen sind Nadelwehre nur für den Abschlufs der Schiffahrtsdurchlässe, für den Abschlufs der Überfallwehre dagegen Klappenwehre (§ 12) angeordnet worden. Die F. 1—10 und 15—21, T. XII stellen ein derartiges Wehr und zwar dasjenige bei Dinant dar. Zu den hierbei durchgeführten Verbesserungen der Nadelwehre gehört zunächst die Kummer'sche Vorrichtung der beweglichen Querstange, F. 1—4. In F. 1 u. 2 ist das Wehr geschlossen, wobei die Querstange *B* an eine vertikale, in einem Hohlcylinder des vorderen Rahmenständers stehende Welle *A* lehnt, welche hier mit einem der Stärke der Querstange entsprechenden Einschnitt versehen ist, s. F. 3 u. 4, auch Textfigur 55 *a*. Wird die Welle durch Schraubenschlüssel von der Laufbrücke aus um 180° nach Fig. 55 *b* gedreht, so gleitet die Stange durch den Einschnitt und verliert dann ihren Stützpunkt. Diese Anordnung gestattet auch die Verwendung stärkerer Nadeln. Es ist ferner bei diesen Wehren die zu Versandungen Anlafs gebende Rinne im Wehrrücken durch Anordnung eines über demselben hervorragenden Lagers auf der Unterwasserseite des Rahmens beseitigt. Das Lager ist durch einen von der Laufbrücke aus mittels Stange zurückschiebbaren Keil zu schliefsen. Endlich ist noch zu bemerken, dafs der Brückenbelag zwischen je zwei Rahmen aus einer einzigen eisernen Tafel besteht, welche sich, durch Scharniere am Rahmen befestigt, niederklappen läfst, aufgerichtet aber die Verbindung mit dem nächsten Rahmen bewirkt. Die Rahmen sind aus zusammengeschweifsten Eisen von rechteckigem Querschnitte konstruiert.

Fig. 55.



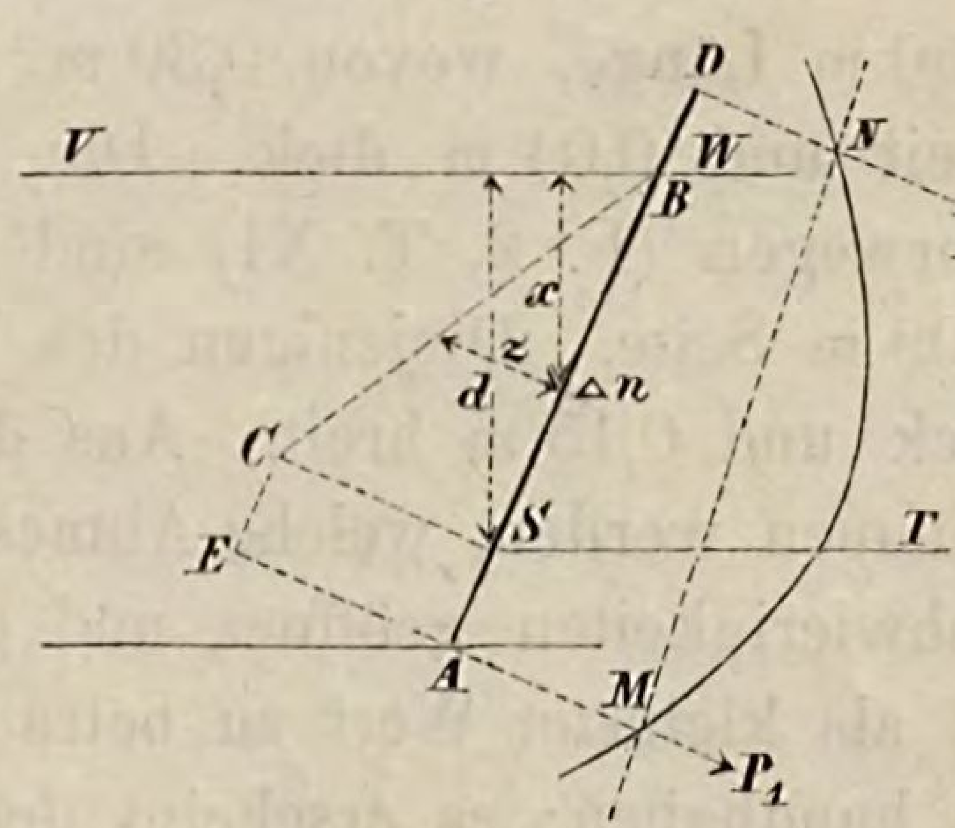
[21]) Hans. La canalisation de la Meuse en Belgique. Bruxelles 1880.

An drei Wehren der unteren Seine (bei Bezons, Andresy und Martôt) hat man die obere Unterstützung der Nadeln auf andere Weise erreicht, teils durch über je zwei Öffnungen reichende, an die oberen Bockständer anlehnende Balken, welche an Ketten aufgehängt sind, teils durch Bohlen, welche ähnlich angebracht und durch Eisenstangen festgehalten werden, s. Lagrené. Navigation intérieure. 3. Band und Zeitschrift d. Ver. deutscher Ing. 1882.

Um die Stauhöhe der Nadelwehre zu vergröfsern, ist vorgeschlagen worden, die Nadeln in zwei Stockwerken aufzustellen und so ihr Gewicht zu vermindern, ferner die Anordnung des Wehres so zu treffen, dafs die Nadeln des unteren Stockwerkes erst dann wegzunehmen sind, wenn man diejenigen des oberen beseitigt hat (Lagrené. Navigation intérieure. 3. Band). Hierbei würde indessen die Gefahr entstehen, die unteren Nadeln bei schnell steigendem Wasserstande nicht rechtzeitig entfernen zu können. Zweckmäfsiger ist jedenfalls für grofse Stauhöhen die Verwendung durchgehender Nadeln, zu deren Aushebung dann allerdings besondere Hebevorrichtungen erforderlich werden, weil das Ausheben von Hand bei schweren Nadeln nicht angängig ist. So erfolgt am Seine-Wehr bei Port à l'Anglais das Ausheben der Nadeln nach F. $8^{a\text{ u. }b}$, T. XI mit Hilfe einer fahrbaren Winde zunächst nur so weit, dafs sie unten aus dem Falz, aber oben nicht aus einem an den Nadeln angebrachten Haken (F. 8^b) herausgehen. Sie werden dann, wie F. 8^a darstellt, mit dem unteren Ende auf dem Wasser schwimmend, oben an eine runde Stange aufgehängt. Dies genügt zur Vergröfserung des Durchflufsprofils, will man aber die Öffnung ganz frei machen, dann dient für die vollständige Hinwegnahme der Nadeln die in F. 8^a dargestellte Krahnvorrichtung; näheres s. Ann. des ponts et chaussées 1881. Diese Nadeln haben eine Länge von 4 m bei 20 m Breite, 12 cm Stärke und je 70 bis 80 kg Gewicht. Das Ausrücken von 100 Nadeln erfordert $12^1/_2$ Minuten Zeit.

Die Stärke der Nadeln ist durch Rechnung zu ermitteln. In Fig. 56 bezeichnet AD eine Nadel, welche unten im Bodenfalz A und oben in D ihr Auflager hat, VW den Oberwasserspiegel und ST den Unterwasserspiegel. Der Gesamtwasserdruck auf die Nadel wird durch das Viereck $BCEA$ dargestellt, wenn man die Werte für z so ermittelt, dafs für ein kleines Stück Δn der Länge der Nadel der Wasserdruck auf dieselbe $z \Delta n$ in Kilogramm bedeutet.

Fig. 56.



Dabei soll die Tiefe in Meter, alle übrigen Mafse (auch Δn) sollen in Centimeter ausgedrückt werden.

d sei der Höhenunterschied zwischen Oberwasserspiegel und Unterwasserspiegel in Meter, b die Breite einer Nadel in Centimeter. Dann erhält man in der Tiefe x den Wasserdruck auf das Längenstück der Nadel Δn

$$z \cdot \Delta n = \frac{\Delta n}{100} \cdot \frac{b}{100} \cdot x = 1000.$$

Hieraus $$z = \frac{1}{10} \cdot b \cdot x \quad \ldots \ldots \ldots \quad 78.$$

Diese Werte von z passen für das Längenstück BS, demnach für die Grenzwerte $x = 0$ und $x = d$. Auf der Strecke SA wird z konstant $= \frac{1}{10}\, b\, d$.

Teilt man senkrecht auf AB die Fläche $BCEA$ in Lamellen, so stellen diese die Kräfte für die Konstruktion des Seilpolygons MN dar. Die Schlufslinie MN des Seilpolygons dient einerseits dazu, die Pressungen P_1 und P_2 in den Punkten A und D zu bestimmen, andererseits findet man daraus das Maximalmoment M der Inanspruchnahme der Nadel.

Will man dieses Resultat für die Bestimmung der Dicke e einer hölzernen Nadel benutzen, so mufs man setzen:

$$M = \frac{1}{6} \rho\, b\, e^2 \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 79.$$

Da man Holz mit 60 bis 100 kg pro qcm in Anspruch nehmen kann, so ist $\rho = 60$ bis 100.

Setzt man ρ nur $= 60$ kg, so findet sich beispielsweise nach obiger Gleichung:

$$M = 10\,b\,e^2 \quad \text{oder} \quad e = \sqrt{\frac{M}{10\,b}}\,.$$

Wenn die Tiefe im Unterwasser nicht grofs und der Stützpunkt D von dem Oberwasserspiegel nicht weit entfernt ist, dann gewährt folgende Annäherungsrechnung genügende Genauigkeit.

Man stellt den Wasserdruck, statt durch die Fläche $BCEA$, durch ein Rechteck dar, dessen eine Seite AD und die andere derjenige Wert von z ist, den man erhält, wenn in Gleichung 78 $x = \frac{2}{3}\,d$ gesetzt wird. Mit Gleichung 78 giebt dieser Wert

$$z = \frac{1}{10}\,b\,.\,\frac{2}{3}\,d = \frac{1}{15}\,b\,d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 80.$$

Da nur d in Meter, alle übrigen Mafse (auch Δz) in Centimeter ausgedrückt sind, so bedeutet dieser Ausdruck $z = \frac{1}{15}\,b\,d$ kg Belastung f. d. laufende Centimeter der Nadeln.

Wenn die Länge der Nadeln in Centimeter $AD = 2l$ ist, so gilt

$$M = \frac{1}{2}\,z\,l^2 = \frac{1}{2}\,.\,\frac{1}{15}\,.\,b\,d\,l^2.$$

Dieser Wert, in Gleichung 79 gesetzt, giebt die Dicke der Nadel für $\rho = 60$

$$e = \frac{l}{10}\sqrt{\frac{d}{3}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 81.$$

Die Nadeln werden stets aus Holz hergestellt. Nach Lagrené ist die Frage, ob es zweckmäfsig sei, abwechselnd mit hölzernen Nadeln eiserne, U-förmig profilierte anzuwenden, zu verneinen.

Von unten bis zum höchsten Wasserstande ist der Querschnitt gewöhnlich ein Rechteck. Quadratischer Querschnitt ist für das Nebeneinanderstellen der Nadeln günstig, indem sich diese leichter umkanten lassen, als andere. Oben wird eine Form gewählt, welche die Handhabung der Nadeln erleichtert, s. F. 2[a] u. 4[b], T. XI. Bisweilen versieht man jede Nadel, etwa 50 cm unterhalb der Handhabe, mit einem Haken und erleichtert dann durch Einhängen einer Hakenstange das Ausheben der Nadeln wesentlich. Wenn das Wehr so konstruiert ist, dafs beim Niederlegen die Nadeln ins Wasser fallen müssen, befestigt man dieselben, damit sie nicht fortschwimmen, mittels einer Leine, welche durch oben angebrachte Öhre gezogen ist (F. 4[b] u. 5[b]). Beschläge kommen nur an grofsen Nadeln vor, welche mit Maschinen einzustellen und wegzunehmen sind (F. 8[a u. b]).

Bei den älteren Nadelwehren, vergl. F. 3 u. 4, T. XI, haben die Nadeln etwa 2,50 m Länge, wovon 0,30 m auf die Handhabe fallen. Dabei sind dieselben 0,07 m breit und 0,04 m dick. Die Nadeln des Wehres am Firingswasserfall bei Skien in Norwegen (F. 2, T. XI) sind 3,93 m lang und haben quadratischen Querschnitt von 0,09 m Seite. Diejenigen des Wehres in Luzern (F. 5, T. XI) sind 2,8 m lang, 0,06 m dick und 0,15 m breit. Aus diesen drei Beispielen, sowie aus F. 1, T. XII kann entnommen werden, welche Abmessungen ungefähr einzuhalten sind, damit das Wehr ohne Schwierigkeiten geöffnet und geschlossen werden kann. 0,04 m Dicke für die Nadeln ist als kleinster Wert zu betrachten. Je dünner die Nadeln sind, desto leichter sind sie zu handhaben; es erscheint deshalb zweckmäfsig, bei der Berechnung der Abmessungen das Holz stark in Anspruch zu nehmen und in Gleichung 79 $\rho = 80$ bis 100 kg zu setzen. Dafs die Einbiegung dabei etwas stärker wird, schadet wenig und wenn die Stöfse, welche beim Einsetzen nicht zu vermeiden sind, von Zeit zu Zeit zum Bruche einer Nadel Anlafs geben, so ist das ein Übelstand, welcher durch die leichtere Handhabung bei kleinerem Gewichte reichlich aufgehoben wird.

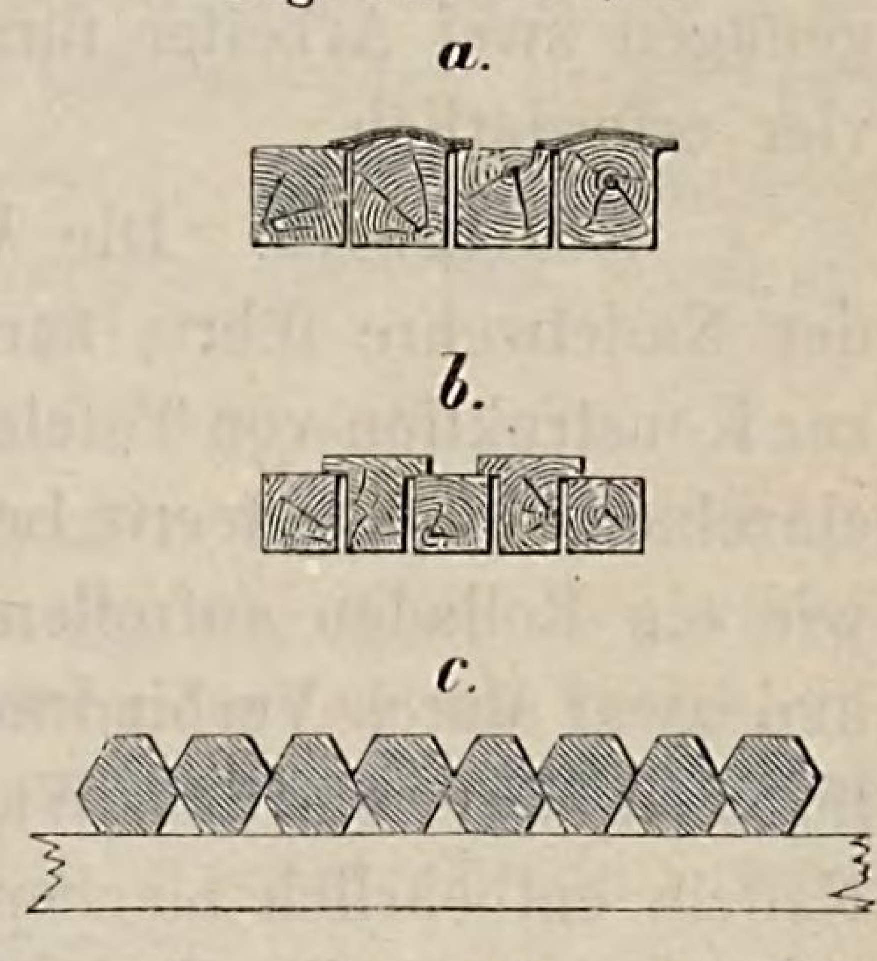
Die Berührungsflächen müssen sorgfältig gehobelt werden, damit sie so weit als erreichbar wasserdicht aneinanderschliefsen. Dies kann um so eher erreicht werden, weil die Nadeln vor dem Einstellen gewöhnlich Zeit zum Trocknen gehabt haben, sodafs die Ausdehnung des Holzes beim Einsaugen von Wasser so festen Anschlufs bewirkt,

dafs kleine Ungleichheiten in der Einbiegung nur zu geringen Wasserverlusten Anlafs geben. Bei starkem Wasserdrucke sucht man das Gewicht durch zweckmäfsige Verteilung des Materials in der Weise zu vermindern, dafs man den Querschnitt der Nadeln an der Stelle des Maximalmomentes der Inanspruchnahme am stärksten macht und gegen die Stützpunkte hin die Dicke vermindert, s. F. 1, T. XII.

Noch weiter ist in dieser Beziehung Lagrené gegangen, indem er versucht hat, aus 0,03 m dicken Brettern hohle Nadeln mit gegen die Stützpunkte hin abnehmenden Querschnitten herzustellen. Über die Resultate dieser Versuche ist nur bekannt geworden, dafs nach obigen Andeutungen angefertigte Nadeln sich am Wehre von Meulan bei 2,20 m Wasserdruck leicht einsetzen liefsen.

Zur Dichtung der Fugen zwischen den Nadeln hat man Verschiedenes versucht. Zunächst verwendete man Asche und Schlacken zur Dichtung, ein Mittel, welches sich bei geringen Stauhöhen bewährt hat. Auch mit Teer getränkte Leinwand, welche auf die Nadeln gelegt wird, erfüllt den Zweck, verursacht aber Verzögerungen beim Niederlegen des Wehres und bedeutende Kosten. — Durch Auflegen von dünnen Brettchen oder dreikantigen Leisten auf die je zwischen zwei Nadeln offen bleibenden Fugen wird jener Zweck wegen Ungleichheiten in der Einbiegung nicht erreicht. — Besseren Erfolg gewährt das Decken der Fugen mit Kautschukblättern, welche je an der zweiten Nadel angebracht sind, wie in Fig. 57 *a* angedeutet ist. Diese Anordnung bewährt sich indessen nur, so lange die Kautschukblätter unbeschädigt sind und es ist schwer, dieselben beim Transporte der Nadeln vor Beschädigungen zu bewahren. — Auch T-förmige Nadeln und sechseckige Nadeln (Fig. 57 *b*, bezw. Fig. 57 *c*) sind versuchsweise zur Ausführung gekommen, dieselben scheinen aber besondere Vorteile gegenüber den gewöhnlichen Nadeln nicht zu gewähren.

Fig. 57. M. 0,05.



Ersatz der Nadeln durch Schützen und Rolltafeln.

Sowohl zur besseren Dichtung, als auch zur Erzielung gröfserer Stauhöhen sind die Nadeln in neueren, mit Poirée'schen Wehrrahmen ausgeführten Stauanlagen mit Erfolg durch Schützen und Rolltafeln ersetzt worden.

Schützen. Einzelne Öffnungen wurden zum Zwecke der leichteren Regulierung des Wasserstandes schon früher, z. B. an dem Nadelwehr der Saar zu Saarbrücken[25]) durch kleine Schützen geschlossen. Gröfsere Schützen sind jedoch erst 1875 beim Wehr der oberen Seine zu Port à l'Anglais[26]), nach F. 7^{a-h}, T. XI und später auch zu Port Villez[27]) angewendet. Zwischen je zwei in Entfernung von 1,10 m stehenden Wehrrahmen bilden drei übereinander stehende, in den Rahmen geführte, aus je fünf eichenen, gefederten, 6 cm starken Bohlen gefertigte und durch Eisenbeschläge verstärkte Schützen den Abschlufs der Öffnung. Zu den Eisenbeschlägen gehören auch die an den Gleitflächen der Schützen befestigten T-Eisen, vergl. F. $7^{d \text{ u. } e}$. Das Aufziehen der Schützen erfolgt durch eine auf Schienengleisen der Laufbrücke fahrbare Winde (F. $7^{a, b \text{ u. } c}$), indem eine mit Haken versehene, an der Windekette befestigte Stange in den Bügel der Schütze eingreift,

25) Zeitschr. f. Bauw. 1866.

26) Ann. des ponts et chaussées 1876, I. S. 320.

27) Annales industrielles 1880, S. 567.

s. F. 7^c. Zur vollständigen Hebung der Schütze dient noch ein Flaschenzug (F. 7^b), zum Einsetzen aber eine andere Stange (F. 7^a), mit welcher die Schütze abwärts gedrückt wird. Die herausgehobenen Schützen lassen sich leicht durch einen besonderen, auf Schienengleisen laufenden Wagen nach dem Ufer und von diesem zurückbringen. Der Reibungskoefficient wurde hier bei Eisen auf Eisen beim Anheben der obersten Schütze mit 0,41 und der beiden untersten mit 0,482 bezw. 0,491 ermittelt, nahm jedoch während der Bewegung wesentlich ab. Bei Holz auf Holz ist derselbe etwas geringer.

Bei Herstellung der Schützen in den Stauanlagen der Moskwa[28]) konnte die Konstruktion vereinfacht werden, weil die Wasserstände der Moskwa so wenig wechseln, dafs gewöhnlich alljährlich nur einmal beim Hochwasser ein Umlegen der Poirée'schen Rahmen notwendig ist. Den Abschlufs jeder 1,10 bis 1,25 m breiten Öffnung bewirken bei 2,3 bis 3,1 m Stauhöhe vertikal übereinanderstehende, 7 cm starke Bohlen von 25 cm Höhe, welche an Setzpfosten anlehnen und durch Hakenstangen gehoben werden. Letztere umfassen zwei an jeder Bohle befestigte Holzpflöcke. Zum Heben der oberen Bohlen genügen zwei Arbeiter für jede Hakenstange, für die unteren Bohlen sind deren jedoch vier erforderlich.

Rolltafeln. Die Verwendung von mit Teer getränkter Leinwand zum Dichten der Nadelwehre führte zur Befestigung von Holzstäben an der Leinwand und demnächst zur Konstruktion von Tafeln, welche die Nadeln überdecken und aus übereinanderliegenden einzelnen, durch geteerte Leinwand verbundenen Holzstäben bestehen und sich durch Ketten wie ein Rolladen aufrollen lassen. Verbessert wurde die Konstruktion durch Cameré[29]) und zwar durch Verbindung der Holzleisten mittels Gelenke und Verstärkung der ersteren insoweit, dafs sie dem Wasserdruck zu widerstehen vermögen und die Verwendung von Nadeln entbehrlich machen. Unten besitzen diese Rolltafeln zur Erleichterung des Abrollens einen halbcylinderförmigen schweren Stab.

In F. 1, T. X ist ein Rolltafelwehr dargestellt[30]), welches von Cameré und Lagrené bei Poses in der unteren Seine erbaut worden ist. Das Aufrollen bewirkt eine auf einem fahrbaren Wagen ruhende Differentialwinde. Eine Kette ohne Ende, welche um eine untere und um eine obere Rolle läuft, wickelt bei ihrer Bewegung durch die Windetrommel die Rolltafel derartig auf, dafs dieselbe über dem Hochwasser hängt. Da hierbei die unteren, abwärtsgehenden Kettenteile eine gröfsere Geschwindigkeit besitzen, als die aufwärts gehenden, gleitet die Kette unter der Rolltafel hindurch und giebt dieser eine rollende Bewegung.

Mit Rolltafeln lassen sich erhebliche Stauhöhen erzielen und die dichtesten Verschlüsse herstellen. Auch machen sie durch Anbringung verschliefsbarer Öffnungen die Anlage besonderer Fischpässe (vergl. § 14) entbehrlich. Nachteilig ist sowohl die reissende Strömung, welche beim Aufrollen unmittelbar über der Wehrsohle entsteht und sehr kräftige Fundierung bedingt, als auch der grofse Druck der Rolltafeln auf die Wehrrahmen, da letztere auch denjenigen Druck aufnehmen müssen, welchen Nadeln auf den unteren festen Anschlag des Wehrrückens übertragen. Aus diesem Grunde sind die Setzpfosten (F. 1, T. X) aus Eisenfachwerk konstruiert.

Rolltafeln sind aufserdem in den Wehren der unteren Seine zu Bezons, Andresy, Port Villez und Martôt seit längerer Zeit mit Erfolg angewendet worden.[31])

[28]) Zeitschr. f. Bauk. 1881 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1882, S. 519.

[29]) Zeitschr. f. Bauw. 1878 und Ann. des travaux publics de Belgique 1880, S. 538.

[30]) Seine-Wehr bei Poses. Nouv. ann. de la constr. 1889, S. 18—24.

[31]) Vergl. auch: Rollvorhangsschütze. Engng. news 1886, S. 386.

Zu bemerken ist noch, dafs Nadelwehre vielfach auch nur zum Abschlufs einzelner Öffnungen in beweglichen Wehren verwendet werden, während andere bewegliche Konstruktionen den Abschlufs der übrigen Öffnungen bewirken. Dies ist z. B. bei den Wehren in der belgischen Maas der Fall.

§ 12. Klappenwehre. Das Staumittel bilden bei diesen Wehren vertikal stehende Tafeln, Klappen genannt, weil sie sich um horizontale Wellen drehbar auf den Wehrrücken niederlegen, umklappen lassen. Die Nebeneinanderstellung einer gröfseren Zahl solcher Klappen ermöglicht ebenfalls den Abschlufs breiter Wehröffnungen. Bisweilen kommen auch Klappen mit vertikaler Drehaxe vor, welche indessen den Wasserabflufs behindern. Wasserverluste treten auch hier ein, weil die Fugen zwischen den einzelnen Klappen nicht wasserdicht geschlossen werden können.

Gewöhnlich erfolgt nur das Niederlegen des Klappenwehres durch Wasserdruck. Man kann indessen den Wasserdruck auch zum Aufrichten der Klappen verwenden. Hiernach lassen sich zwei Arten, nämlich durch Wasserdruck zu öffnende und durch Wasserdruck sowohl zu öffnende wie zu schliefsende Klappenwehre unterscheiden. Beide Arten dienten schon in älterer Zeit zur Erhöhung fester Überfallwehre. Erst die Erfindung der Poirée'schen Nadelwehre gab Veranlassung, nunmehr Klappen auch zum Abschlufs von Durchlässen zu verwenden.

1. Durch Wasserdruck zu öffnende Klappenwehre.

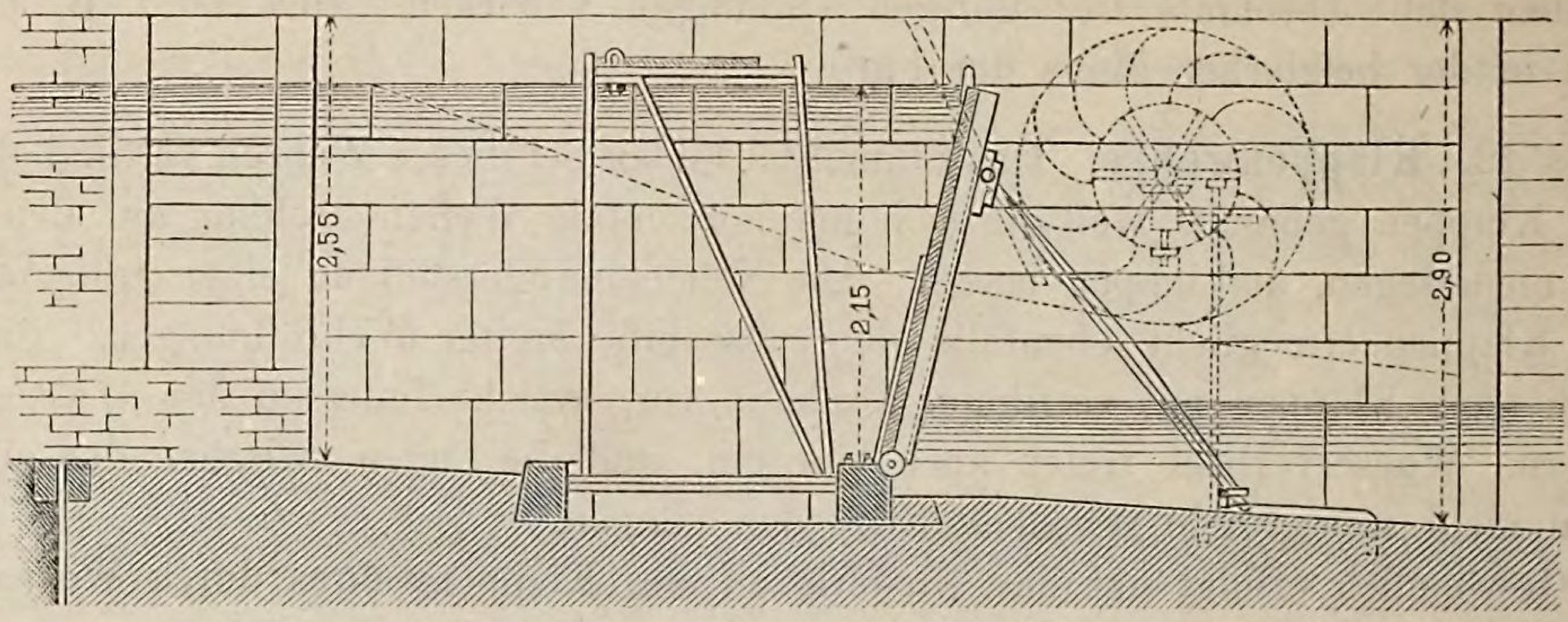
Die hierbei gebräuchlichen einfachsten Klappen sind die zur Erhöhung von festen Wehren in Gebirgsflüssen dienenden, höchstens 0,30 m hohen Aufsteckladen. Dieselben bestehen aus Brettern von 3 bis 5 m Länge, welche mit Scharnieren auf der Wehrkrone befestigt und durch angenagelte vertikale Leisten gegen Formveränderungen geschützt sind. Bei plötzlich eintretendem Hochwasser müssen dieselben von selbst umklappen, da sie nur durch schwache, als Streben flufsabwärts eingestellte Hölzer gehalten werden. Das überstürzende Hochwasser reifst diese Streben mit sich fort und der Aufsteckladen fällt um. Aufstellen kann man ihn erst dann wieder, wenn der Wasserstand so weit sinkt, dafs die Wehrkrone zugänglich wird.

Um in ähnlicher Weise einen höheren beweglichen Wehraufsatz herzustellen, welcher auch bei einem starken Übersturz geschlossen werden kann, hat Thenard die zuerst 1829 auf dem Isle-Flufs in Anwendung gekommenen, in F. 1, T. XIII dargestellten Klappenwehre konstruiert. F. 1^c zeigt das geschlossene Wehr. Im Wehrrücken ist eine Holzschwelle eingelassen, an welcher zwei hintereinander stehende Klappen *a* und *b*, in Scharnieren drehbar, befestigt sind. Die Vorderklappe *b* wird, wenn das geöffnete Wehr (F. 1^d) geschlossen werden soll, durch den Wasserdruck gehoben, sobald sie von einem Haken frei wird, welcher sich im Oberwasser an einem von Pfählen getragenen Holm befindet. Eine Kette verhindert das Umlegen der Vorderklappe, welche lediglich den Zweck hat, den Wehrrücken soweit wasserfrei zu machen, dafs die Aufrichtung der Hinterklappe *a* und die Stützung derselben durch eine Strebe von Hand erfolgen kann. Da die Hinterklappe die Vorderklappe etwas überragt, legt sich nunmehr bei steigendem Oberwasser die Vorderklappe nieder und findet durch einen federnden Riegel in dem erwähnten Haken ihre Befestigung. Zur Niederlegung der Hinterklappe auf den Wehrrücken (F. 1^c) ist der Strebe der Stützpunkt bei *c*, den sie dort in einem eingemauerten eisernen Schuh findet (F. 1^b), zu entziehen. Dies geschieht durch eine in der Höhe des Strebenfufses liegende eiserne Stange, welche im Ufer als Zahnstange *d* endigt und mit Hilfe von Kurbel und Zahnrad verschoben werden kann, wobei ein an der Stange befindlicher Haken den Strebenfufs erfafst und von seinem Stützpunkt abrückt. In gleicher Weise bewirkt auch eine im Oberwasser befindliche Zugstange die Lösung der Befestigung der Vorderklappe.

Nach dem Vorbilde des Thenard'schen Wehres konstruierte Chanoine 1850 in der Seine bei Courbeton ein zum Abschlufs eines Schiffsdurchlasses dienendes Wehr mit Klappen von 2,15 m Höhe, s. Fig. 58 (S. 304). Die Vorderklappe jenes Wehres ist hier durch ein Nadelwehr ersetzt, welches aufserdem noch zum Aufrichten der Klappen, ohne Betreten des Wehrrückens, dient, indem sich die Klappe mittels Hakenstange von der Laufbrücke aus fassen läfst. Durch Verwendung eines am Ufer angebrachten Wasserrades, welches durch Zuführung des Oberwassers in Drehung versetzt wird und mit der Eisenstange zum Ausrücken des Strebenfufses in Verbindung steht, erfolgt die Niederlegung der Klappe selbstthätig, doch ist das Wasserrad nur bei hohem Wasserstande ausreichend wirksam.

Fig. 58.

Klappenwehr in der Seine bei Courbeton.



Die späteren Verbesserungen des Klappenwehres von Chanoine sind in F. 15 bis 21, T. XII dargestellt und u. a. bei Wehren in der Seine wiederholt ausgeführt worden. Jede Klappe besteht aus einem starken, mit Bohlen bekleideten Holzrahmen (F. 16^{a-d}). Die horizontale Drehaxe liegt so tief unter dem Wasserspiegel, dafs der gröfste Wasserdruck auf den unteren Klappenteil wirkt und das Umlegen der an eine Holzschwelle des Wehrrückens sich lehnenden Klappe verhindert. Die Höhe des oberen Klappenteils verhält sich zu der des unteren wie 7:5. Die Drehaxe ruht auf einem eisernen Stützrahmen oder Bockgestell (F. 19), welches durch Scharniere mit der Holzschwelle verbunden ist und sich auf diese Weise beim Öffnen des Wehres auf den Wehrrücken im Unterwasser niederlegen läfst, sobald der Strebe, welche die Klappe im aufgerichteten Zustande stützt, ihr Stützpunkt am Eisenschuh (F. 15 u. 17^{a-d}) durch Anziehen der Zugstange (F. $18^{a\text{ u. }b}$) entzogen wird.

Mit Rücksicht auf das Niederlegen der Klappe mufs die Drehaxe der Strebe derart mit derjenigen der Klappe verbunden sein, dafs sich beide Axen beim Ausrücken der Strebe gleichzeitig drehen können. Das Aufrichten der in die punktierte Lage niedergelegten Klappe (F. 15) erfolgte anfangs von einem Kahn aus mittels Hakenstange, welche den unten an der Klappe bei *g* angebrachten eisernen Bügel erfafst und beim Anziehen das Heben der Klappe bewirkt, wobei diese, in horizontaler Lage schwimmend, den Wasserspiegel erreicht. Beim Heben der Klappe wird die nachfolgende Strebe mit ihrem Fufs an den mit dem Schuh verbundenen Gleitschienen (F. 17^{c}) entlang bis über den Schuh hinweg geführt. Dies macht sich durch das Aufschlagen des Strebenfufses auf den Wehrrücken unmittelbar oberhalb des Schuhes bemerkbar. Nunmehr wird die Klappe durch Andrücken der Stange an den unteren Klappenteil zum Aufrichten veranlafst. Da die Aufrichtung in dieser Weise mit Schwierigkeit und bei starker Strömung auch mit Gefahr für die Arbeiter verbunden war, hat man weiterhin zum Aufrichten eine Poirée'sche Laufbrücke ohne Nadeln verwendet, von der aus das Aufrichten der durch Ketten mit der Laufbrücke verbundenen Klappen auch durch eine fahrbare Winde erfolgen kann.

Klappenwehre der besprochenen Art hat man anfangs in der ganzen Flufsbreite und bei bedeutenden Stauhöhen zur Ausführung gebracht. Bei dieser Art der Anwendung haben sie sich aber nicht bewährt, sodafs man es in neuerer Zeit vorzieht, bei den gröfseren beweglichen Wehren die Schiffsdurchlässe mit Nadelwehren auszurüsten und die Klappen nur für die an jene sich anschliefsenden Überfallwehre zu benutzen, vergl. F. 6, 9 u. 10, T. XII.

Obwohl bei den Chanoine'schen Klappenwehren die Hindernisse, welche die Strömung verursacht, bedeutend vermindert worden sind, so ergiebt sich doch je nach der Höhe der Wehre ein merklicher Unterschied bezüglich der zum Aufrichten der Klappen erforderlichen Kraft. Dieser Unterschied wird bei gröfserem Wasserdrucke durch Verminderung der Klappenbreite ausgeglichen. So macht man z. B. an der oberen Seine die 2 m hohen Klappen 1,30 m breit, während man den 3,60 m hohen eine Breite von 1 m giebt. Zu sehr darf die Breite der Klappen nicht vermindert werden, weil sonst der Stützrahmen zu wenig Standsicherheit erhält und damit die ganze Vorrichtung ins Schwanken gebracht wird. Ganz sind diese Schwankungen jedoch nicht zu vermeiden. Sie bestimmen die Gröfse des Spielraumes zwischen je zwei Klappen, der erfahrungsgemäfs wenigstens 5 cm betragen mufs und an vielen Wehren bis auf 10 cm steigt.

Seit ihrer Einführung hat diese Wehrkonstruktion vielfach Verwendung gefunden, in Frankreich namentlich auf der Seine, Yonne und Marne, in Belgien auf der Maas, aber fast überall unter Verhältnissen, bei welchen ein zu rasches Öffnen des Wehres Nachteile, sogar Gefahren für die Schiffahrt bringt, folglich plötzliches Umschlagen sämtlicher Klappen nicht gestattet werden kann. Man hat deshalb meistens darauf verzichtet, die Klappen so zu konstruieren, dafs sie selbstwirkend sind und hat die Drehaxe in der Regel höher gelegt, als der Angriffspunkt der Mittelkraft aus sämtlichen Wasserpressungen liegt. Man nähert die Axe diesem Angriffspunkte nur so weit, als notwendig ist, damit die Kraftanstrengung bei der Handhabung der Klappen nicht allzugrofs wird. Mit Rücksicht hierauf schlägt Lagrené vor, die Drehaxe in der Mitte der Klappen anzubringen und berichtet, dafs man an der oberen Seine, der Yonne und der Marne, wo man sie etwas tiefer, auf $^5/_{12}$ der Höhe, angebracht hat, durch unangenehme Erfahrungen von der Unzweckmäfsigkeit dieser Axenstellung überzeugt worden sei.

Um das Niederlegen eines Teiles der Klappen bei geringen Schwankungen des Wasserspiegels zu vermeiden, hat man in den Klappen kleinere selbstwirkende, ebenfalls um horizontale Axen drehbare Regulierungsklappen angebracht, s. F. 16^{a-d}, T. XII. Zuerst hat Krantz seine später zu beschreibende Wehrkonstruktion in dieser Weise ausgestattet und die Regulierungsvorrichtungen Schmetterlingsklappen genannt. Sie öffnen sich bei einem bestimmten Wasserdrucke, schliefsen aber nur dann von selbst wieder bei sinkendem Wasserspiegel, wenn sie so konstruiert sind, dafs der untere kürzere Teil schwerer ist, als der obere längere. Dies hat der Genannte durch Anbringen eines Gewichtes erreicht, s. F. 12^c, T. XIII. Man darf sich jedoch nicht allzusehr darauf verlassen, dafs diese Vorrichtungen von selbst gehörig wirken, aber von der Laufbrücke aus ist Nachhilfe leicht möglich. Auch das auf T. XII dargestellte Wehr bei Dinant in der Maas ist mit ähnlichen Klappen versehen, s. F. 16.

Die Zeichnungen F. 1—10 und 15—21 führen das soeben erwähnte Wehr mit allen wesentlichen Einzelheiten vor und zwar:

F. 5—10 die allgemeine Anordnung und die Verbindung mit einem benachbarten Nadelwehr.

F. 15 die Laufbrücke und die Klappe mit ihrem Stützrahmen und ihren Streben. (Die punktierten Linien zeigen die Lage dieser Teile nach dem Niederlegen der Klappen.)

F. 16^{a-d} die Einzelheiten der Klappe mit der darin enthaltenen Schmetterlingsklappe.

F. 17 die Einzelheiten der Strebenstütze mit der sich anschliefsenden Gleitplatte für das kolbenartig gestaltete Ende der Klappenstrebe.

F. 19 u. 20 die Einzelheiten des Stützrahmens und seines Lagers.
F. 18 die Zugstange zum Niederlegen des Wehres durch Verschieben der Klappenstreben und das Vorgelege für dieselbe.

Alle diese Einzelheiten eingehend zu besprechen, würde zu weit führen. Es soll deshalb hier nur bemerkt werden, dafs die Zugstange in zwei Teile geteilt ist und dafs diese Stücke einerseits von der rechtsseitigen Ufermauer und andererseits von dem Mittelpfeiler aus (vergl. F. 9) in Bewegung gesetzt werden. Im übrigen ist auf Hans. Canalisation de la Meuse. Bruxelles 1880, und bezüglich der Zugstange auf S. 307 zu verweisen.[32])

Doells selbstthätiges Klappenwehr.

Fig. 59 *a*.

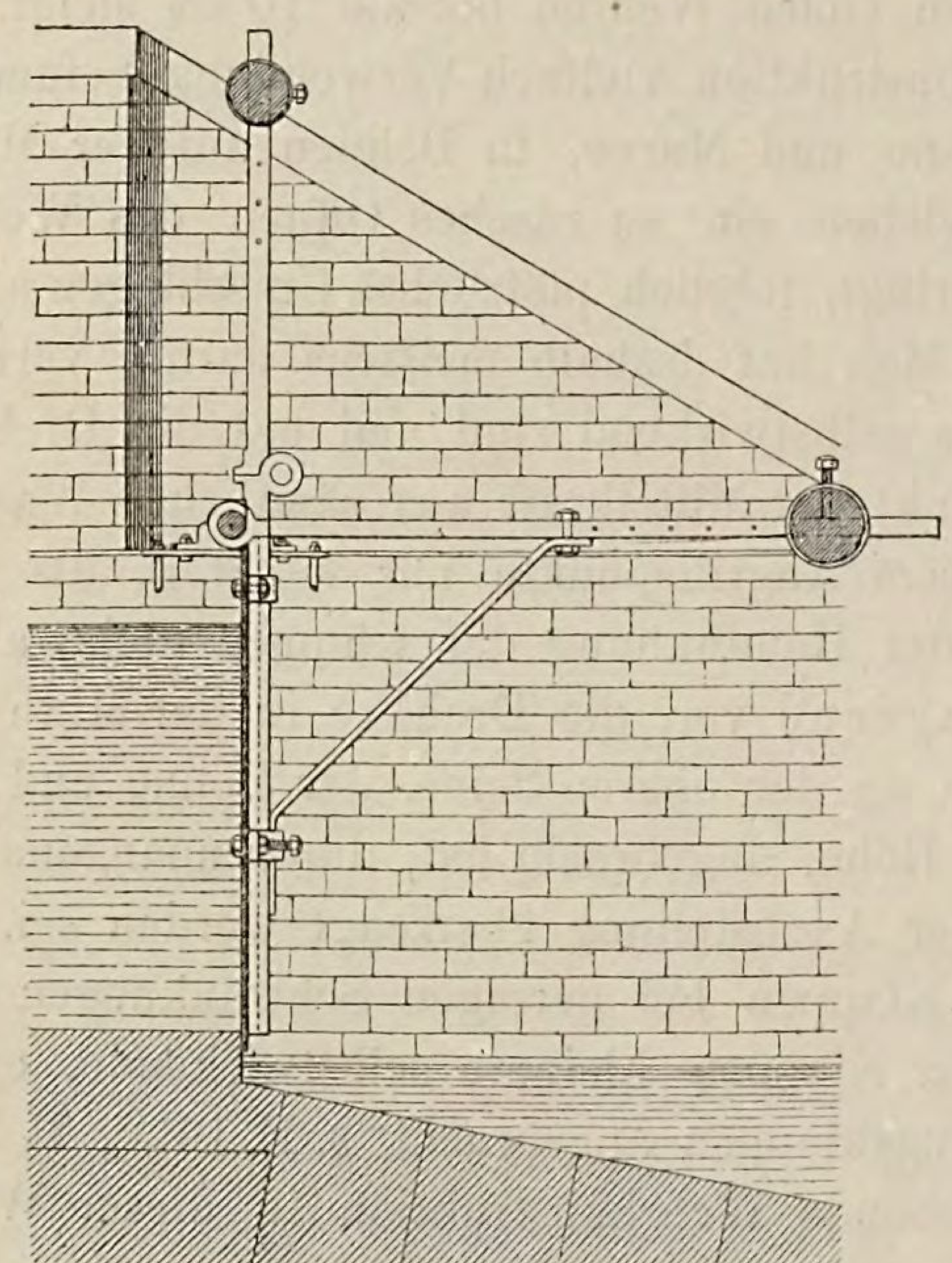
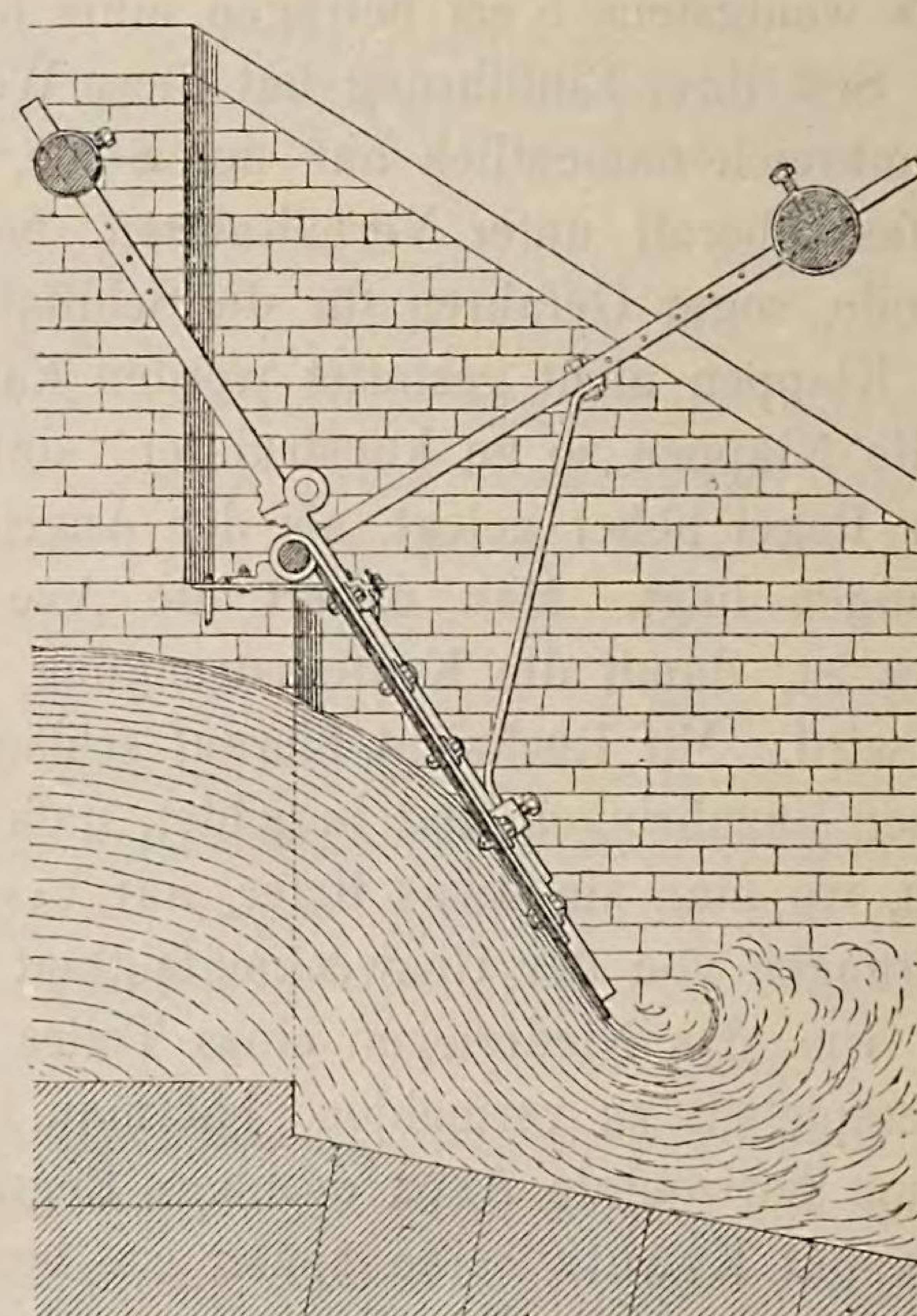


Fig. 59 *b*.



Doell hat die Schmetterlingsklappe als selbstthätiges Klappenwehr (Fig. 59) konstruiert[33]), welches wie die Schmetterlingsklappen durch den Wasserdruck geöffnet wird, während beim Schliefsen ein Gewicht wirksam ist. Hierbei befindet sich die horizontale Welle oberhalb des normalen Stauspiegels, und schwere Gewichte (Untergewichte), welche an wagerechten Armen verstellbar angebracht sind, überwinden den Wasserdruck auf und bewirken die Dichtung. Damit sich die Klappe bei starkem Zuflufs hoch genug hebt, sind an vertikalen Armen andere Gewichte (Obergewichte) angebracht, welche gleichfalls verstellt werden können. Da bei steigendem Wasser das statische Moment dieser Gewichte um so gröfser wird, je mehr sich die Klappe durch den Stofs des durchfliefsenden Wassers öffnet, (Fig. 59 *b*), findet die erforderliche Vergröfserung des Durchflufsprofils mit Sicherheit statt. Ein Nebenvorteil besteht darin, dafs die Arme, welche die Untergewichte tragen, einen Laufsteg aufnehmen können. Die dicht über der Welle befindlichen Scharniere, um welche die Arme der Obergewichte drehbar sind, bilden einen wesentlichen Bestandteil der Konstruktion nicht und dürften in der Regel entbehrlich sein.

[32]) Über ein englisches Klappenwehr vergl.: Wiswall. Das bewegliche Wehr im Flusse Irwell bei Trostlenest unterhalb Manchester. Engineer 1882, Sept. S. 152.

[33]) Sympher. Doells selbstthätiges Stauwehr. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 452.

Das Doell'sche Wehr ist u. a. am Weiher von Gondrexange und für eine Entlastungsschleuse des Rhein-Marne-Kanals ausgeführt, hat sich daselbst bewährt und ist namentlich dann wohl am Platze, wenn selbstthätige Wirkung und Einhaltung eines bestimmten Stauspiegels von Wichtigkeit ist. Die Konstruktion ist patentiert.

Die Anwendung der Chanoine'schen Klappen ist bezüglich der Höhe derselben und der lichten Weite der Wehröffnungen eine begrenzte.

Bei Klappen von grofser Höhe wird nämlich der Stofs, den die Klappe nach erfolgter Ausrückung der Strebe durch das plötzliche Niederfallen auf den Wehrrücken erleidet, so erheblich, dafs sie nicht lange in gutem Zustande zu erhalten und ihre Herstellung aus Eisen ausgeschlossen ist. Die lichte Weite der Wehröffnungen ist abhängig von der Länge der Zugstange, welche nur eine gewisse, nach der Breite der Klappen zu bemessende Zahl von Streben ausrücken kann, weil die Haken der Zugstange zur Vermeidung reifsender Strömung in solchen Entfernungen liegen müssen, dafs eine Klappe nach der anderen niederfällt. Da jeder Haken zum Ausrücken der zugehörigen Strebe um 0,15 m vorrücken mufs, bleibt beispielsweise bei 1,50 m breiten Klappen zur Verteilung der Haken einer Zugstange nur eine Länge von 1,50 — 0,15 = 1,35 m, infolge dessen sich nacheinander nur $\frac{1,35}{0,15} = 9$ Klappen umlegen lassen. Man kann nun zwar die Zahl der Klappen bis auf sechzehn vermehren, wenn man die betreffenden neun Haken der Zugstange derartig anordnet, dafs die vier ersten Haken je eine Klappe nacheinander, die drei folgenden je zwei Klappen gleichzeitig und die zwei letzten je drei Klappen ebenfalls gleichzeitig niederlegen, erzeugt dann aber wieder den Nachteil der reifsenden Strömung. Bei mehr als sechzehn Klappen hält man den Betrieb der Zugstange nicht mehr für sicher, auch mit Rücksicht darauf, dafs die Zugstange den Dienst versagt, wenn Versandungen des Wehrrückens eintreten, oder sich gröfsere Sinkstoffkörper und Eismassen zwischen Haken und Strebenfufs einklemmen und das Umlegen der betreffenden Klappe verhindern, in welchem Falle auch die folgenden Klappen nicht umlegbar sind. Mit Rücksicht darauf, dafs mit der Breite der Klappen die Schwierigkeiten zunehmen, hält man Klappen von mehr als 1,50 m Breite für unzweckmäfsig, sodafs die Zugstange nur eine Länge von 16 . 1,5 = 24 m und die Wehröffnung, weil die Zugstange nur bis zur Mitte reicht, nur 48 m lichte Weite zwischen den Pfeilern erhalten kann.

Alle vorerwähnten Nachteile der Chanoine'schen Klappenwehre sind durch das Pasqueau'sche patentierte Klappenwehr, welches vom Erfinder zuerst in der Saône bei Mulatière am Zusammenflufs mit der Rhone im Jahre 1879 in einer Wehröffnung von 103,60 m lichter Weite und für 3,50 m Fallhöhe ausgeführt worden ist, beseitigt worden.

Beim Pasqueau'schen Wehr ist die Zugstange zum Ausrücken der Streben ganz entbehrlich, sodafs jede Klappe ein für sich bestehendes, von den übrigen Klappen unabhängiges Staumittel darstellt, welches von einer oberhalb des Wehres erforderlichen, 6 m hohen Poirée'schen Laufbrücke aus, deren Stützklappen in Entfernungen von 3 m stehen, durch bewegliche Windevorrichtungen sicher und schnell in und aufser Wirksamkeit gesetzt werden kann. Das Niederlegen einer Klappe erfordert 3, das Aufrichten 5 Minuten Zeit. Das Niederlegen erfolgt auch hierbei durch Ausrücken des Strebenfufses, der jedoch nicht wie bei der Zugstange seitwärts, sondern stromaufwärts von dem im Wehrrücken eingemauerten Eisenschuh durch Anziehen der unten an der Klappe befestigten Windekette von der Laufbrücke aus abgezogen und nach einer stromaufwärts unmittelbar vor dem Schuh liegenden und ihn halbkreisförmig umziehenden Gleitschiene geführt wird. Das Aufschlagen des Strebenfufses auf diese Gleitschiene macht sich durch einen Stofs bemerkbar. Durch nunmehriges Nachlassen der Windekette, welche ausschliefslich den Druck der Strebe aufnehmen mufs, gleitet der Strebenfufs in der Gleitschiene nach und nach abwärts und legt sich schliefslich mit der Wehrklappe ohne Stofs auf den Wehrrücken nieder. Vor Ausrücken des Strebenfufses ist die Klappe durch Anziehen der Windekette in die horizontale Lage zu heben. Beim Aufrichten der Klappe wird die Windekette angezogen und es überschreitet nun der Strebenfufs, ebenso wie beim Chanoine'schen Wehr, den Scheitel des Schuhes und findet hier wie dort seinen Stützpunkt. Erleichtert wird das Niederlegen und Aufrichten der ganz aus Schmiedeisen hergestellten, 4,36 m hohen und 1,40 m breiten Klappe durch die Wirksamkeit der auch in dieser angebrachten Schmetterlingsklappe von 1,55 m Höhe und 0,90 m Breite.

Das Pasqueau'sche Klappenwehr, welches sich bisher bei Mulatière in jeder Beziehung bestens bewährt hat, ist zur Zeit als das für grofse Flüsse mit starkem Gefälle, erheblicher Wassermenge und schnell wechselnden Wasserständen, sowie für Wehröffnungen von grofser lichten Weite, insbesondere für breite Schiffs- und Flofsdurchlässe vollkommenste Klappenwehr zu bezeichnen. Anwendung hat dasselbe

u. a. in amerikanischen Flüssen gefunden und zwar bei einem Wehr im Ohio für einen Durchlafs von 170,38 m lichter Weite mit 332 Klappen von je 0,51 m Breite und bei zwei Wehren im grofsen Kanawha für Durchlässe von 76,2 bezw. 86,60 m mit 72 bezw. 139 Klappen von je 1,06 bezw. 0,62 m Breite. Vergl. Application du Système Pasqueau aux barrages de l'Ohio et de la Kanawha. Bordeaux 1885 und Cour des requêtes: Pasqueau contre le gouvernement des Etats-Unis. Bordeaux 1891, sowie bezüglich der Konstruktion: Pasqueau. Barrage de la Mulatière. Lyon 1879.

Bei den bisher erörterten Klappenwehren liegt die Drehaxe horizontal. Es kommen indessen auch Klappen mit vertikaler Drehaxe, wenn auch bis jetzt noch wenig, vor.

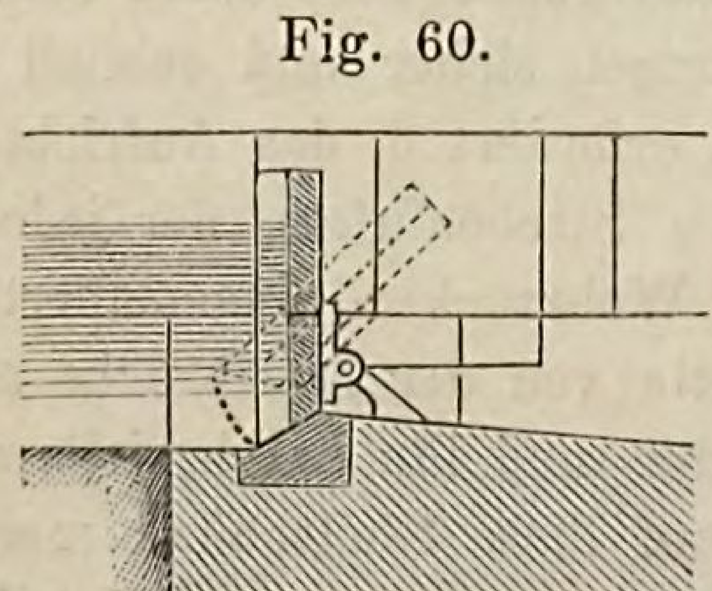
Ein derartiges Klappenwehr zeigt F. 2, T. XIII; dasselbe ist in Lambro bei Limate, Provinz Pavia, ausgeführt. Der bewegliche Teil besteht aus einer Anzahl hölzerner, um vertikale Axen drehbarer Thore, jedes 3 m lang und 0,6 m hoch. Die eisernen Drehaxen sind in einer starken eingemauerten hölzernen Schwelle befestigt. Jedes Thor hat seinen Drehpunkt nahezu am Ende seiner Länge und die einzelnen Tafeln übergreifen sich jalousieartig in der Weise, dafs sich der längere Teil der einen Tafel auf den kürzeren der nächstfolgenden stützt; die an der längeren Seite ohne Unterstützung bleibende, dem Ufer zunächst gelegene Tafel wird durch zwei Haken festgehalten, welche an einer vertikalen, mittels einer Kurbel drehbaren Axe sitzen. Wenn nun die Haken durch Drehung der Kurbel die Tafel freigeben, stellt sich dieselbe in die Richtung der Strömung, worauf die anderen Tafeln gleichfalls alsbald in Bewegung kommen. Als Stützen der mit Laufrollen versehenen Thore dienen beim Öffnen derselben schmale Leitschienen. — F. 2^{e} stellt eine selbstwirkende Auslösungsvorrichtung für die erste Tafel eines derartigen Wehres dar.[34])

Drehthore, welche bis auf die Sohle eines Wasserlaufes reichen, lassen sich nicht öffnen, wenn oberhalb derselben Sinkstoffablagerungen stattfinden. Da dies bei Wehren, welche in Flüssen erbaut werden, stets stattfindet, so ist es bezüglich derartiger Wehre bei Vorschlägen geblieben, auf welche nicht näher eingegangen werden soll. Dagegen sind die Drehthore als Stauanlagen in künstlich hergestellten Wasserläufen und als Teile der mit ihnen in Verbindung stehenden Bauwerke von Bedeutung. Die betreffenden Bauwerke fallen aber nicht in das Bereich der hier vorzunehmenden Besprechungen. Es sei deshalb nur kurz verwiesen auf die bei Flöfsereianlagen vorkommenden sogenannten Schlagthore, welche ähnlich wie Dammbalken mit Drehpfosten ausgelöst werden, auf die Sicherheitsthore der Schiffahrtskanäle, auf die Anwendung von Thoren bei Deichschleusen und Sielen und bei den Spülschleusen der Häfen, namentlich aber auch auf die ausgedehnte Verwendung der Drehthore bei den Schiffsschleusen.

2. Durch Wasserdruck zu öffnende und zu schliefsende Klappenwehre.

Die Anordnung dieser Wehre beruht auf dem Prinzip, den gröfsten Wasserdruck behufs Niederlegung der Klappe auf den oberen Teil und behufs Aufrichtung auf den unteren Teil der Klappe wirken zu lassen. Das Prinzip ist schon bei älteren, als Überfallwehre erbauten Anlagen angewendet worden. Ein derartiges, einfaches selbstwirkendes Wehr mit horizontaler, durch feste Streben abgestützter Drehaxe ist in Fig. 60 dargestellt. Gleichgewicht besteht, wenn die Mittelkraft des Wasserdruckes durch die Drehaxe geht. Bei höherem Wasserstande wird der Druck auf die obere Klappenabteilung stärker und diese folglich niedergedrückt. Ein Wehr nach dieser Konstruktion ist u. a. bei der Brücke von Prade zu Riom ausgeführt und besteht dort aus einer einzigen Klappe, welche bei tieferem Wasserstande vom Ufer aus mit Hilfe eines Hakens geschlossen werden kann. Befestigt man aber die Klappe unten am Wehrrücken durch Ketten von solcher Länge, dafs die Klappe nur die punktiert angegebene geneigte Lage annehmen, also nicht in die horizontale Lage gelangen kann, so wirkt bei fallendem Wasserstande der gröfste Wasserdruck auf den unteren Teil der Klappe und bewirkt dann deren Wiederaufrichtung.

Fig. 60.



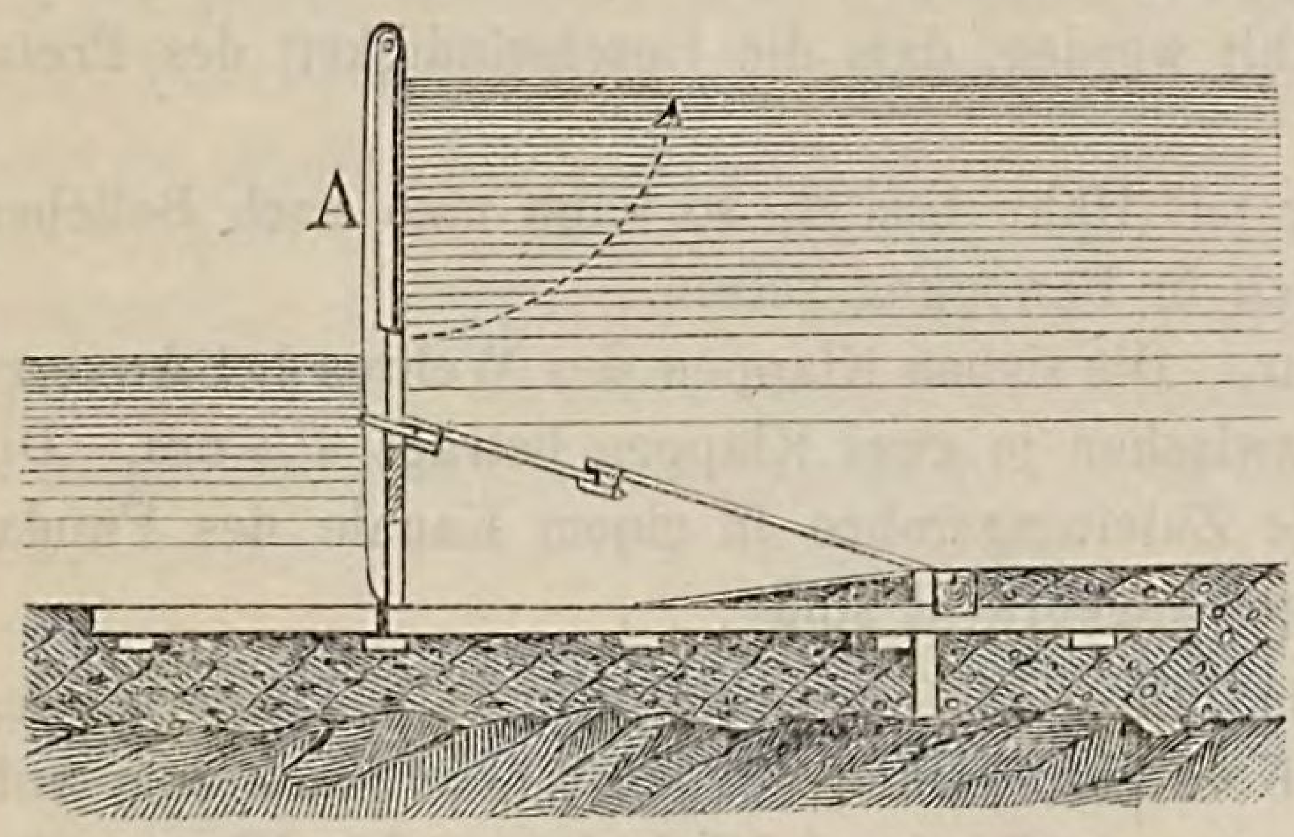
In dieser Weise hat man auch die Chanoine'schen Klappen durch Ketten mit dem Wehrrücken verbunden, sodafs ein vollständiges Niederlegen der Klappen nur bei Hoch-

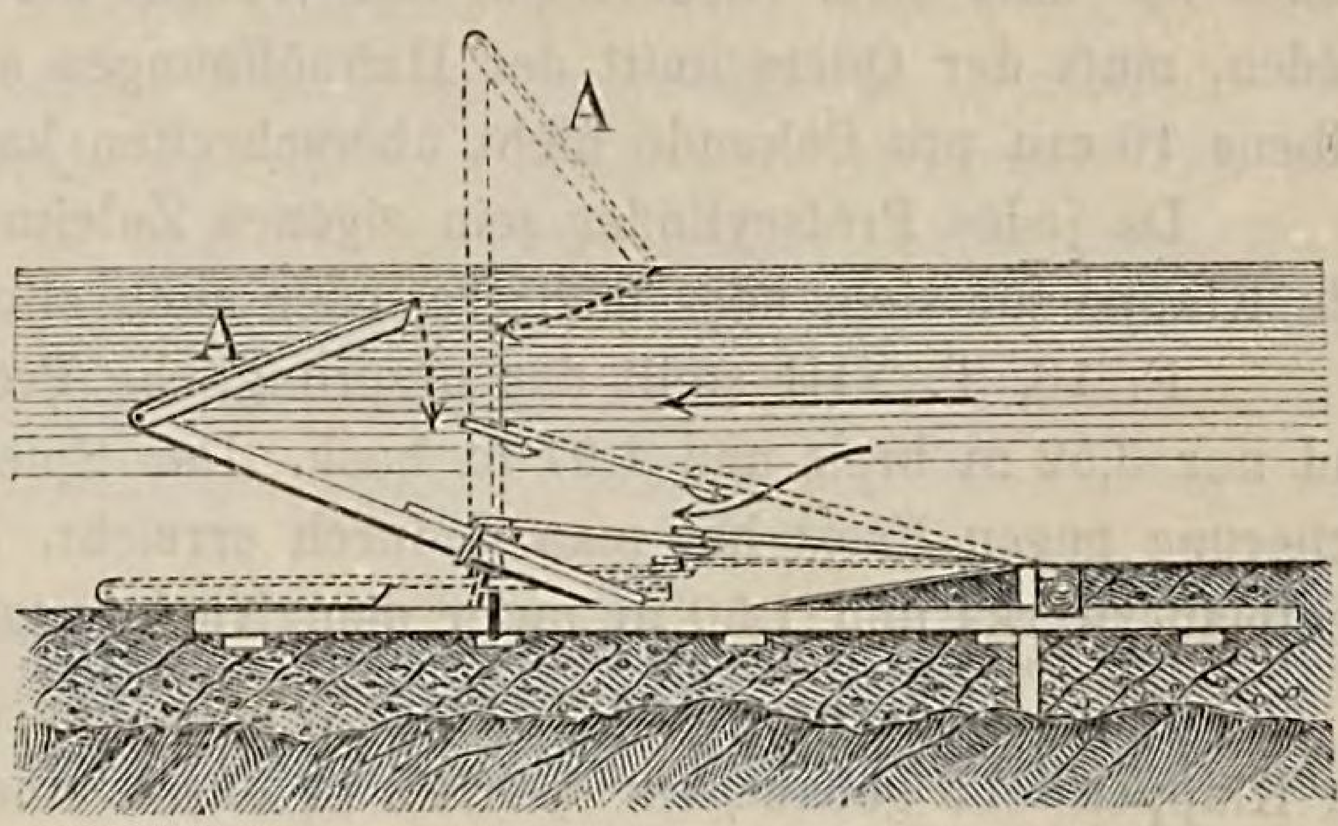
[34]) Näheres s. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 109. (Bewegliches Stauwehr des Ingenieurs Frassi.)

wasser notwendig ist, für gewöhnlichen Wechsel der Wasserstände aber die Regulierung derselben durch das selbstthätige Öffnen und Schliefsen ausreicht. Es ist dies jedoch in Wasserläufen mit schnell und erheblich wechselnden Wasserständen nicht der Fall, infolge dessen man hierbei auf eine derartige Vorrichtung verzichten mufs.

Fig. 61. Fig. 62.

Selbstthätiges Wehr von Cevetkovics.





Selbstthätiges (automatisches) Klappenwehr[35]) hat Cevetkovics das von ihm konstruierte Klappenwehr genannt, bei welchem die feste Strebe durch eine Gelenkzugstange auf der Oberwasserseite ersetzt und zum Aufrichten der Klappe der Auftrieb eines Teiles derselben verwendet wird. Das Wehr, Fig. 61 u. 62, besteht aus Holztafeln von 1 m Breite und Höhen bis zu 4 m. Die Gelenkzugstange ist in zwei Drittel der Wassertiefe durch Scharnier mit der Klappe und ebenso mit einer Schwelle des Wehrrückens im Oberwasser verbunden. Im aufgerichteten Zustande, Fig. 61, wirkt der gröfste Wasserdruck auf den unteren Teil der Klappe so lange, bis ein gewisser Oberwasserstand nicht überschritten wird. Sobald diese Überschreitung indessen eintritt, legt sich die Klappe auf den Wehrrücken nieder. Haben sich nach Senkung des Oberwassers die Wasserstände ober- und unterhalb des Wehres nahezu ausgeglichen, dann macht sich der Auftrieb einer im oberen Klappenteil in Scharnier am oberen Rahmen hängenden kleinen Klappe *A* nach Fig. 62 geltend. Die nun hierauf wirkende Strömung richtet die Klappe immer mehr auf, bis sie schliefslich, unterstützt durch den steigenden Stau, in die vertikale Stellung gelangt und durch Niederfallen der kleinen Klappe *A* der Verschlufs dieser oberen Öffnung erfolgt. In dieser Weise ist das Öffnen und Schliefsen des Wehres selbstthätig. Bei Anwendung dieses Wehres in Österreich, z. B. in der Moldau in Krumau (Böhmen) und in der Nezalka in Neuhaus (Böhmen) soll sich dasselbe bewährt haben. Der Erfinder schlägt vor, dasselbe auch zum Abschlufs von Wehröffnungen in schiffbaren Flüssen zu verwenden. Die Bewährung würde jedoch hier zweifelhaft sein, weil die Reibungswiderstände der nebeneinanderstehenden Klappen nicht genau gleich und auch die Strömungen auf die Klappen ungleich sind. Infolge dessen legen sich die Klappen nicht gleichzeitig nieder. Mit dem Niederlegen einer Klappe würde sich der Oberwasserstand senken und infolge dessen ein Niederlegen der übrigen Klappen nicht eintreten können.

Die beim Niederlegen der Chanoine'schen Klappenwehre gebräuchliche Auslösung der Streben giebt diesen Wehren, da wo rasches Niederlegen erforderlich ist, Vorzüge vor der zuletzt besprochenen Konstruktion um so mehr, weil durch die Einführung des Stützrahmens und durch Verlegung der Drehaxe in die Nähe der Klappenmitte auch das Aufstellen wesentlich erleichtert wird.

Zum Aufrichten eines niedergelegten Klappenwehres ist eine namhafte Kraft erforderlich und es liegt nahe, dieselbe aus dem Höhenunterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser zu gewinnen. Einschaltung von Maschinen ist hierbei, wie das nachstehende Beispiel zeigt, nicht ausgeschlossen, in der Regel läfst man aber den Wasserdruck auf die Wehrkonstruktion unmittelbar einwirken.

Klappenwehr mit hydraulischen Pressen.[36]) Um Klappen von 4 m Breite und 3,50 m Höhe (3,20 m in der Vertikalen gemessen) aufzustellen und niederzulegen, hat Girard hydraulische Pressen in Vorschlag gebracht und probeweise ausgeführt, s F. 10, T. XIII.

Zum Treiben des Kolbens des Druckwerkes wollte er zuerst eine Dampfmaschine verwenden, allein als ihm für den ersten Versuch ein Wehr an der Yonne in der Nähe von Auxerre angewiesen wurde,

[35]) Wochenbl. f. Bauk. 1886, S. 197; Dannubius 1887, No. 11.

[36]) Girard'sches Wehr mit hydraulischen Pressen. Ann. des ponts et chaussées 1875.

welches nie weniger als 0,40 m Fallhöhe besitzt, überzeugte er sich, dafs durch Vermittelung einer Turbine stets die nötige Kraft entwickelt werden könne. Aufser Turbine und Druckwerk befindet sich am Ufer noch ein Accumulator. Unterhalb jeder Klappe ist ein Prefskolben angebracht, dessen Zuleitungsrohr nach Belieben mit dem Accumulator oder direkt mit dem Druckwerke in Verbindung gesetzt werden kann. Die Bewegung der Klappen beim Aufstellen und beim Niederlegen wird durch einen Dreiweghahn vermittelt und zwar so, dafs je nach seiner Stellung entweder zum Aufstellen des Wehres Druckwerk und Prefskolben direkt miteinander verbunden sind, oder das Wasser vom Accumulator aus zum Prefskolben gelangt, oder endlich so, dafs beim Niederlegen des Wehres der Prefscylinder ausläuft. Um schädliche Stöfse zu vermeiden, mufs der Querschnitt der Hahnöffnungen so gewählt werden, dafs die Geschwindigkeit des Prefskolbens 10 cm pro Sekunde nicht überschreiten kann.

Da jeder Prefscylinder sein eigenes Zuleitungsrohr mit Hahn besitzt, so kann man nach Belieben jede Klappe für sich, oder mehrere, oder auch alle zugleich in Bewegung setzen.

F. 10, T. XIII stellt das ursprüngliche Projekt dar. Die sieben Klappen des Wehres bei Auxerre sind nur 3,52 m breit und 1,97 m hoch. Der Spielraum zwischen je zwei Klappen beträgt $4^1/_2$ cm. Die Sicherung gegen Frost hat man dadurch erreicht, dafs die Zuleitungsrohre in einem Kanale des Fundamentmauerwerks und 1,50 m unter dem Niederwasserspiegel angebracht sind.

Doppel-Klappen. Josiah White hat schon im Jahre 1818 im Lehigh-Flusse in Pennsylvanien ein Klappenwehr gebaut, für welches er durch eine feste Konstruktion den nötigen Wasserdruck zum Aufstellen und Niederlegen der Klappen beschafft. Die Einrichtung dieses Wehres zeigen die Figuren 63 bis 65. Im aufgerichteten Wehre (Fig. 63) werden beide Klappen durch den Wasserdruck im Raume *f*, welcher durch die Öffnung *a* und den Kanal *b* (Fig. 65) mit dem Oberwasser in Verbindung steht, in der Höhe gehalten. Die Verbindung mit dem Oberwasser wird hergestellt durch Öffnen einer in der Ufermauer befindlichen Schütze *c*, welche man schliefst, wenn das Wehr niedergelegt werden mufs. Durch eine andere Schütze *d* wird die Öffnung *a* mit dem Unterwasser in Verbindung gebracht, wodurch der Wasserdruck in *f* so wesentlich vermindert wird, dafs die Klappen, einseitig durch das Oberwasser gedrückt, und auch ihrem Eigengewicht folgend, nun in die punktiert gezeichnete Stellung niederfallen, vergl. auch Fig. 64.

Die Rinne in dem festen Teile des Wehres ist so gestaltet, dafs die Fläche der oberen Klappe, wenn sie liegt, mit der Wehrkrone zusammenfällt und ferner so, dafs der Raum *f* nicht ganz von der Wehrkonstruktion ausgefüllt wird. Zum Aufstellen des Wehres benutzt man den Druck, welcher durch den Höhenunterschied von Oberwasser und Unterwasser bedingt ist, indem man die beiden Schützen wieder so stellt, dafs das Oberwasser durch die Öffnung *a* in den Raum *f* eintritt und diese gegen das Unterwasser verschlossen bleibt.

Wehr mit Doppelklappen im Lehigh-Flusse in Pennsylvanien.

Fig. 63.

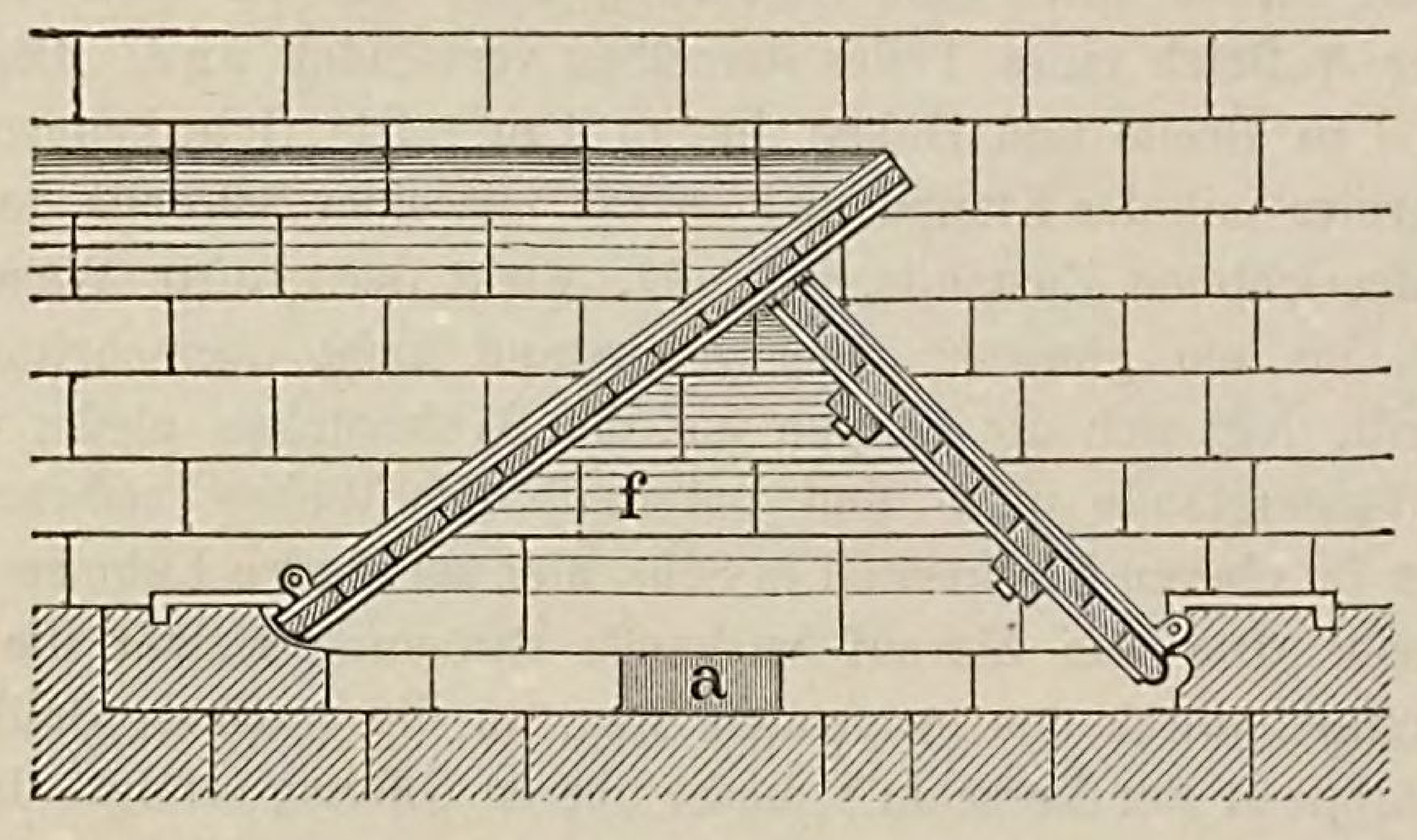


Fig. 64.

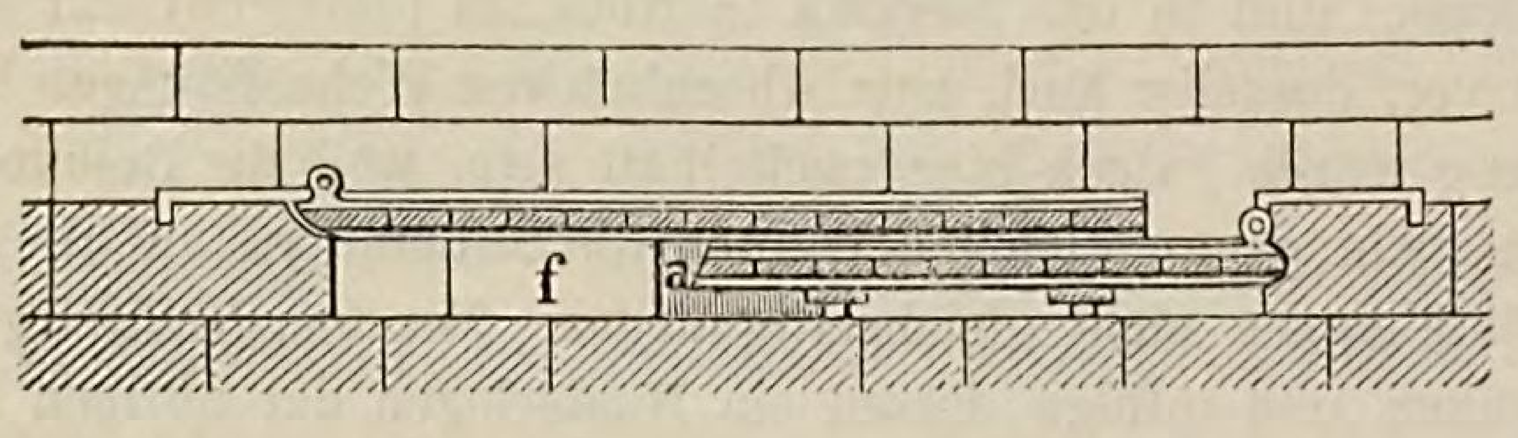
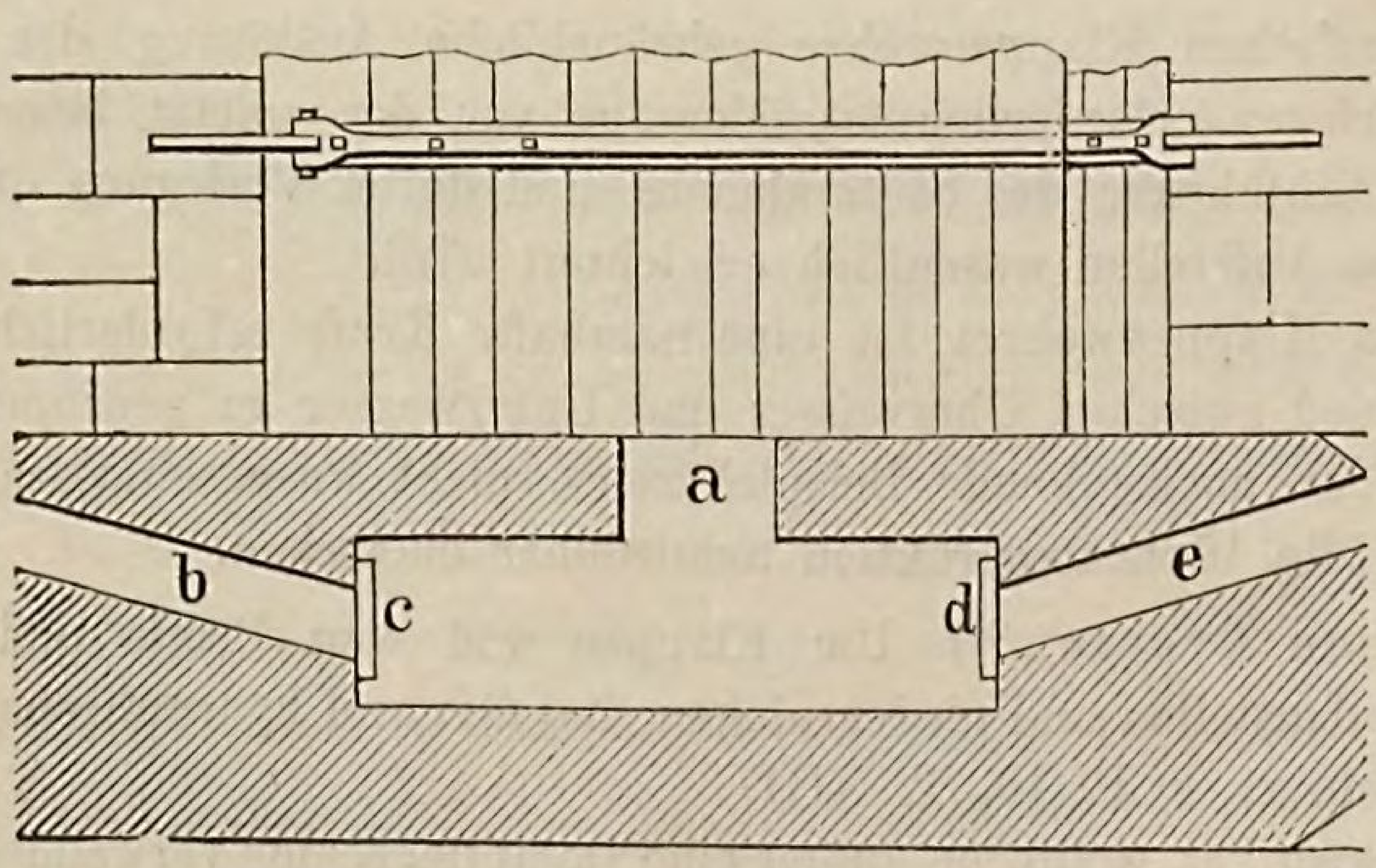


Fig. 65.



Ähnliche Wehre hat man in Frankreich und eines derselben in der Marne bei Neuville-au-Pont angelegt, obwohl bedeutende Unvollkommenheiten die Benutzung erschweren. Man hat zwar die Reibung der kleinen Klappe an der grofsen durch Rollen vermindert, allein sie ist gleichwohl ein bedeutendes Bewegungshindernis geblieben. Ferner bringen Alter und Gebrauch Formveränderungen, sodafs die Klappen

nicht mehr gehörig schliefsen und aus dem von ihnen eingeschlossenen Raume Wasser verloren geht. Wenn, was leicht möglich ist, mehr Wasser verloren geht, als durch die Öffnung *a* einfliefsen kann, dann hört die Wirksamkeit des Wasserdruckes auf.

Zur Beseitigung dieser Übelstände hat Carro Gelenkklappen in Vorschlag gebracht (F. 11, T. XIII), welche aus zwei Stücken bestehen, die oben durch Scharniere miteinander verbunden sind. Unten sind Rollen angebracht, welche auf je zwei Eisenschienen laufen. An den Schienen sind Verbindungsstangen befestigt, welche das aufgestellte Wehr zwingen, sich an die Bodenansätze anzuschliefsen, s. F. 11ª. So soll genügende Wasserdichtheit und Beweglichkeit des Wehres gleichzeitig gesichert sein. Als ein ernstliches Bewegungshindernis wäre hierbei nur die flufsaufwärts befindliche Deckklappe zu betrachten. Der Erfinder glaubte zuerst, dieselbe sei notwendig, um Kiesablagerungen zu verhindern, überzeugte sich aber später, dafs so weitgehende Vorsicht nicht notwendig sei und ersetzte diese Klappe durch einen Blechstreifen, der nur teilweise die Fundamentvertiefung deckt, sodafs er mit der Gelenkklappe gar nicht in Berührung kommt. Über die durch Carro später vorgeschlagenen Verbesserungen dieses Wehres, wonach es möglich sein soll, Wehrklappen von 30 m Breite herzustellen, vergl. Annales industrielles 1888, S. 80 und Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 230.

Klappenwehr mit Schwimmern. Um das Aufstellen eines Wehres auch bei kleinem Wasserdrucke möglich zu machen, hat Krantz die Klappen mit Schwimmern in Verbindung gebracht, s. F. 12, T. XIII. Der Schwimmer schliefst eine im Fundamentmauerwerk angebrachte Rinne ab, auch dann noch, wenn er in derjenigen Stelle sich befindet, welche er, am Rande der flufsaufwärts gerichteten Wand durch einen Ansatz festgehalten, nach oben nicht überschreiten kann, s. F. 12ᵇ.

Der Raum unter dem Schwimmer kann von den Ufern aus nach Belieben mit dem Oberwasser oder mit dem Unterwasser des Wehres in Verbindung gebracht werden und durch eine dazu geeignete Anordnung der Zuflufskanäle und der Einlafsschütze hat man es in der Hand, zwischen den gegebenen Grenzen jede beliebige Druckhöhe herzustellen. Ist der Raum unter dem Schwimmer mit dem Unterwasser in Verbindung, dann nimmt das Wehr die Stellung ein, welche in F. 12ª dargestellt ist. Damit der Schwimmer nicht in die Höhe geht, mufs demnach sein Gewicht samt demjenigen der auf ihm lastenden Konstruktionsteile dem Gewichte der Wassermenge entsprechen, welche er in dieser Stellung verdrängt. Dieses Gewicht darf etwas kleiner sein, wenn nur der Auftrieb nicht gröfser wird als die Bewegungswiderstände. Krantz hat den Apparat so berechnet, dafs bei liegender Klappe nahezu Gleichgewicht besteht und dafs eine kleine Kraft, folglich ein geringer Höhenunterschied zwischen Oberwasser und Unterwasser genügt, um das Wehr aufzustellen.

Beim Niederlegen werden die Reibungswiderstände durch die Wirkung der Oberwasserströmung auf die Klappe überwunden. Am aufgestellten Wehr mufs die Klappe an der Wand der für ihre Bewegung Raum gebenden Höhlung sich wasserdicht anschliefsen und, damit dieser Anschlufs stattfindet, mufs sie vor dem Umklappen bewahrt werden. Dieses Umklappen ist möglich, wenn zur Zeit, da der Schwimmer noch tief steht, gleichwohl das obere Ende der Klappe aus dem Wasser heraustritt und hierdurch zu vermehrtem Stau Anlafs giebt, sodafs die Mittelkraft aus sämtlichen Wasserpressungen in eine höhere Lage gelangt, als die Drehaxe. In diesem Falle kommen die früher beschriebenen Schmetterlingsklappen (F. 12ᶜ) in Wirkung. Durch ihr Umkippen wird der Druck auf den oberen Teil der Hauptklappe vermindert und so die Mittelkraft genügend nach unten verschoben.

Die bedeutende Beweglichkeit, welche Krantz durch seine Anordnung erreicht, erlaubt es, den einzelnen Wehrteilen grofse Abmessungen zu geben. Unter einem Wasserdrucke von 3 m nimmt jede von den in F. 12ª u. ᵇ dargestellten Klappen 3 m von der Wehrbreite ein.

Die Wehre mit Schwimmern können leicht so angebracht werden, dafs sie sich nach dem Niederlegen der Flufssohle anschliefsen und nach Angabe des Erfinders ist ihre Verwendung auch dann möglich, wenn sie die ganze Flufsbreite einnehmen, sobald an den Ufern Behälter angelegt werden, welche sich zur Zeit des Staues aus dem Oberwasser füllen und für das Aufstellen des Wehres das nötige Wasser liefern.

Trommelwehre.

Als besonders zweckmäfsige Klappenwehre sind die Trommelwehre zu bezeichnen, bei denen der Wasserdruck unmittelbar auf eine nach unten verlängerte Wehrklappe wirkt. Das System ist, wie bereits erwähnt, von Desfontaines erfunden und von diesem zur Erhöhung der massiven Überfallwehre der kanalisierten Marne zwischen Paris und dem Rhein-Marne-Kanal 1860 angewendet worden. Durch die Verbesserungen von Mohr[37]) an den Trommelwehren in der Küddow bei Tarnowken und in der Spree bei Charlottenburg sind die Trommelwehre für die Schiffahrt zum Abschlufs von Flofs- und Schiffsdurchlässen nutzbar und wertvoll geworden, seitdem auch vielfach in den kanalisierten Flufsstrecken des Mains und der Oder mit Erfolg zur Ausführung gelangt.

Das Staumittel bildet beim Trommelwehr Klappen, welche sich um je eine, sie in zwei fast gleiche Teile zerlegende Horizontalaxe drehen. Der untere Teil bewegt sich in einem, im Wehrrücken hergestellten Halbcylinder, der sogenannten Trommel. Je nachdem man diese Trommel durch Kanäle, welche im Uferpfeiler angelegt sind, mit dem Ober- oder mit dem Unterwasser in Verbindung setzt, schliefst bezw. öffnet man das Wehr.

Bei den Desfontaines'schen Trommelwehren der Marne, F. 3^{a-c}, T. XIII wurden je 33 mit 10 cm Abstand nebeneinander gelagerte Klappen von 1,50 m Breite und 1,23 m Höhe verwendet. Die Figuren $3^{b\text{ u. }c}$ zeigen die Konstruktion der eisernen, um eine horizontale Axe drehbaren Wehrklappen. Der untere Teil pafst in eine in die Flufssohle eingelassene Wehrtrommel aus starkem Eisenblech (F. 3^a) und zwar so, dafs er den hohlen Raum derselben in zwei wasserdicht voneinander abgeschlossene Teile trennt. Für wasserdichten Abschlufs sind am Rande des unteren Klappenteiles Lederstreifen angebracht, welche mit den Blechwänden der Wehrtrommel in Berührung bleiben. Aufserdem berührt ein Kautschukband bei aufgestelltem Wehre einen Blechstreifen im Innern der Trommel, damit in dieser Stellung das Wasser noch besser abgeschlossen ist. Röhren oder Kanäle, welche in den Uferpfeilern angebracht sind, stellen die Verbindung zwischen Wehrtrommel einerseits, Oberwasser und Unterwasser andererseits her und können durch Schieber geschlossen oder geöffnet werden.

Wenn das Wehr niedergelegt ist (F. 3^a), dann steht der Raum *a* im Innern der Trommel mit dem Unterwasser und *b c* mit dem Oberwasser in Verbindung. Sollen die Klappen aufgestellt werden, so setzt man die Schieber um, sodafs das Wasser aus *b c* nach der Seite unterhalb des Wehres ablaufen und in *a* der Oberwasserdruck eintreten kann. Dadurch wird der innere Teil der Klappe und damit auch der äufsere bis in die senkrechte Stellung gedrückt und trennt nun das Innere der Trommel in die beiden ungleichen Hohlräume *c* und *a b*. Das umgekehrte Verfahren dient für das Niederlegen des Wehres.

Die Trommel ist durch Querwände, der Breite der Klappen entsprechend, abgeteilt. In jeder dieser Querwände sind Öffnungen bei *a* und *c* vorhanden, sodafs vom Widerlager

[37]) Mohr. Wehranlage in der Küddow. Berlin 1882; vergl. auch Centralbl. d. Bauverw. 1882, S. 346 und Mohr. Die Stauanlage in der Spree bei Charlottenburg. Zeitschr. f. Bauw. 1886, S. 337.

aus das Wasser zuerst in die Trommel der ersten Klappe, aus dieser in die Trommel der zweiten u. s. f. dringt und umgekehrt beim Entleeren.

Diese Anordnung wurde für das Wehr bei Dammery getroffen. Später hat man die Blechtrommel weggelassen, den hohlen Raum aus Mauerwerk mit Cementverputz hergestellt, ihn mit horizontalen gufseisernen Platten gedeckt und in Klappenbreite durch ebenfalls gufseiserne, mit dem Rand in das Mauerwerk eingelassene Platten abgeteilt. Auf wasserdichten Abschlufs während der Bewegung ist verzichtet worden. Die Klappen haben sowohl an der cylindrischen Mauerfläche als auch an den gufseisernen Seitenwänden 4 mm Spielraum. Nur, wenn die Klappe ganz aufgestellt ist, wird durch einen Anschlag mit Kautschukunterlage ein wasserdichter Abschlufs hergestellt, vergl. F. 9^b, T. XIII.

Der Spielraum zwischen Klappen und Trommeln wird nutzbar gemacht, wenn man das Wehr nur teilweise aufstellen will. Die mit der Entfernung von den Uferpfeilern wachsenden Wasserverwendungen sind mit entsprechenden Druckverlusten verbunden und wenn das ganze Wehr steht, so sind die zunächst an den Uferpfeilern befindlichen Klappen am stärksten, die weitest entfernten am schwächsten an den Falz angedrückt. Nun kann man aber durch teilweises Öffnen der Schieber den Wasserzuflufs so beschränken und gleichzeitig den Abflufs so befördern, dafs bei den entfernter liegenden Klappen der zum Aufstellen nötige Druck nicht vorhanden ist, und so hat man es in der Hand, eine beliebige Anzahl von Klappen von den Uferpfeilern aus aufzustellen.

Es versteht sich, dafs diese Anordnung nur dann Anwendung finden kann, wenn der Wasserdruck so grofs ist, dafs er das für Aufstellung sämtlicher Klappen erforderliche Mafs bedeutend überschreitet. Das Bedürfnis an Kraft wird vermindert, wenn man die Trommelabteilungen wasserdicht voneinander abschliefst und jede mit direkter Zuleitung versorgt. So wird der Druck auf alle annähernd gleichmäfsig verteilt und man hat nicht mehr an den Uferpfeilern ein Übermafs notwendig, um in der Mitte des Flusses die Klappen aufrecht zu erhalten. Diese Wasserverteilung kann durch Anlage von zwei Parallelkanälen vermittelt werden (F. 4^a, T. XIII), welche durch gufseiserne oder Blechtafeln nach oben wasserdicht abgeschlossen sind. Der obere Kanal steht in Verbindung mit dem Oberwasser, der untere mit dem Unterwasser. Jede Trommelabteilung ist für sich mit den Parallelkanälen in Verbindung gebracht. Von den beiden betreffenden Öffnungen bleibt die obere beständig offen, die untere kann verschlossen werden. Die Verschlufsklappen können, jede für sich, vom Ufer aus bewegt werden. Wenn dieselben offen sind, so steht das Wehr; denn die Klappen in der Trommel sind in diesem Falle auf der einen Seite dem Drucke des Oberwassers, auf der anderen dem Drucke des Unterwassers ausgesetzt. Als Druckverlust kommt nur der unbedeutende Wasserablauf durch den 4 mm weiten Spielraum in jeder einzelnen Trommelabteilung in Betracht, weil der Querschnitt des Zulaufkanals so grofs ist, dafs die Druckdifferenzen zwischen den Uferpfeilern und der Mitte des Flusses sehr klein bleiben. Soll eine Wehrklappe niedergelegt werden, so schliefst man die untere Öffnung ihrer Trommelabteilung. Durch den Spielraum gleicht sich der Druck auf beiden Seiten der Trommelklappe aus, sodafs die Pressung des Oberwassers auf die Wehrklappe diese, indem sie langsam der Ausgleichung des Druckes folgt, niederlegen kann. Die besprochene Anordnung kann leicht jeder Trommelwehrkonstruktion angepafst werden.

Wo mit besonderer Sorgfalt wasserdicht abgeschlossen werden soll, werden gröfsere Klappen angeordnet, wie es von Mohr beim Bau eines Wehres in der Küddow mit Erfolg geschehen ist. Dort dient das mit einem Schützenwehr in Verbindung stehende Trommelwehr als Flofsdurchlafs, wie die in F. 5, T. XIII dargestellte allgemeine Anord-

nung zeigt. Die Flofsöffnung ist 5,20 m weit und wird mit einer einzigen Klappe geschlossen, s. F. 6, 7, 8, 9$^{b\ u.\ c}$. Die Verbindung von Oberwasser und Unterwasser mit der Trommel wird durch je zwei gekuppelte Drosselklappen (F. 9$^{a\ u.\ c}$) so vermittelt, dafs durch dieselbe Kurbeldrehung beides gleichzeitig von statten geht, s. F. 9$^{a\ u.\ c}$. Die Anordnung der Zuflüsse und Abflüsse beim Aufstellen und Niederlegen des Wehres stimmt mit derjenigen, welche Desfontaines eingeführt hat, überein. Der Spülkanal (F. 9$^{b\ u.\ e}$) dient zum Reinigen der Trommel.

Der Druck auf den in der Trommel befindlichen Teil der Klappen mufs stärker sein, als derjenige auf ihren oberen Teil. Es erscheint daher zweckmäfsig, ersteren gröfser zu machen als letzteren. Bei den französischen Wehren wird hierfür gewöhnlich $^1/_{10}$ in der Länge zugegeben. Hiermit stimmt annähernd auch das Wehr in der Küddow. Die Stauklappe ist 1,92 m und diejenige der Trommel 2,15 m lang.

Durch das Trommelwehr in der Spree bei Charlottenburg, F. 3$^{a\ u.\ b}$, T. XIV, wurde zum erstenmal ein Flofs- und Schiffsdurchlafs von 10 m lichter Weite mit einer Klappe abgeschlossen und die Regulierung der Wasserzu- und Abführung nach bezw. aus der Trommel durch einen leicht zu handhabenden Vierweghahn bewirkt, welcher in einem gufseisernen, auseinander zu schraubenden Gehäuse in einem Schacht des auf Beton fundierten Uferpfeilers so aufgestellt ist, dafs derselbe die in F. 3^{e} in starken, bezw. in punktierten Linien dargestellte Stellung durch Umlegen des mit einer vertikalen Zugstange (F. 3^{f}) verbundenen, über die Uferkrone hinwegragenden Hebels (F. 3^{g}) um zwei Quadranten annehmen kann. Hierzu genügt ein Arbeiter. Bei der in starken Linien angegebenen Lage verbindet der Vierweghahn den vom Oberwasser ausgehenden Kanal mit demjenigen nach der Vorderkammer führenden, sowie den nach dem Unterwasser gehenden Kanal mit demjenigen nach der Hinterkammer führenden. Bei der durch punktierte Linien angegebenen Lage verbindet dagegen der Vierweghahn durch die entsprechenden Leitungskanäle das Oberwasser mit der Hinterkammer und das Unterwasser mit der Vorderkammer. Die Vorder- und Hinterkammer der Trommel, (F. 3^{c}), wird durch die im Wehrrücken gelagerte und durch Blechträger unterstützte Wehrklappe voneinander getrennt und ist oben durch Blechplatten abgedeckt. Die Anordnung der vier mit dem Vierweghahn in Verbindung stehenden, durch Schützen bei etwaigen Betriebsstörungen abschliefsbaren Leitungskanäle ergiebt sich aus den Figuren 3^{d} und 3^{e}. In F. 3^{c} ist das Wehr geschlossen, weil das Oberwasser in der Vorderkammer auf den unteren gröfseren Teil der Klappe wirkt, während in der Hinterkammer der Wasserstand des Unterwassers vorhanden ist. Soll das Wehr geöffnet werden, so ist der Vierweghahn in die punktierte Stellung zu bringen, infolge dessen nun das Oberwasser nach der Hinterkammer gelangt und dort auf den unteren, gröfseren Teil der Klappe in entgegengesetzter Richtung wie vorher, d. h. auf Umlegen der Klappe wirkt, während aus der Vorderkammer die dort aufgespeicherte Oberwassermenge nach dem Unterwasser abfliefst. Die Leitungskanäle haben einen kleinsten Querschnitt von 0,4 qm. Ein Teil derselben ist gemauert und überwölbt, ein Teil aus Gufseisen hergestellt. Der Vierweghahn ist 1 m breit, bei 1,25 m lichtem Durchmesser. Zur Reinigung der Trommel ist in der Vorderkammer, und zwar am Strompfeiler ein gufseisernes Spülrohr von 40 cm lichtem Durchmesser angebracht. Dasselbe ist fest im Strompfeiler eingemauert, mündet 1,15 m unter Niedrig-Unterwasser und ist mittels einer Drosselklappe vom Pfeiler aus abschliefsbar. Die 10,034 m breite Wehröffnung ist nach F. 3^{a} mit einem schmiedeisernen Laufsteg, welcher durch Treppen mit dem Ufer und der Laufbrücke des anschliefsenden Schützenwehres, vergl. F. 9, T. IX, in Verbindung steht, überbrückt.

Das Trommelwehr hat sich während des Betriebes so bewährt, dafs seine Verwendung seitdem in deutschen schiffbaren Flüssen zahlreich erfolgt ist. Geringe Übelstände bestehen darin, dafs das plötzliche Niederlegen der Klappe eine schnelle Senkung des Oberwassers, welche sich bis zu den im Umgehungskanal vorhandenen Kammerschleusen fortsetzt, zur Folge hat, und dafs bei nicht hohen Wasserständen die Klappe unten in der Trommel nicht ganz dicht schliefst, während bei höheren Wasserständen ein dichter Abschlufs und vollständige Aufrichtung der Klappe erfolgt.

Aufser den in vorstehenden Paragraphen erörterten beweglichen Wehren, welche zur Entwickelung dieser Stauanlagen bis zur Gegenwart besonders beigetragen und durch ihre Ausführung zu reichen Erfahrungsergebnissen geführt haben, sind noch manche andere Konstruktionen vorgeschlagen, entworfen, patentiert und teils auch ausgeführt worden. Bezüglich ihrer Konstruktion geben nachstehend benannte Veröffentlichungen nähere Auskunft, und zwar:

Synam. Hölzerne Wehrklappen. Engineering 1870.

Smith. Patentiertes bewegliches Wehr. Iron 1873.

Möller. Schwimmwehr. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1880, S. 96—97.

Scheck. Eiserne (ausgeführte) Klappschütze am Wehr zu Hohensaaten. Deutsche Bauz. 1880, S. 78.

Hoech. Bewegliches Wehr mit beweglichen Pfeilern. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 245.

Greve. Selbstthätiges Klappenwehr. Centralbl. d. Bauverw. 1883, S. 339.

Schmick. Prahmwehr. Zeitschr. f. Bauk. 1884, S. 501—506.

Bewegliche Wehraufsätze für Gebirgsflüsse und Bäche. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 181.

Nakonz. Bewegliches Wehr mit senkrecht drehbaren Klappen. Centralbl. d. Bauverw. 1885, S. 327 u. 439 und 1886, S. 104, 370, 445 u. 450.

Dankwerts. Selbstthätiges Wehr mit rautenförmig drehbaren Klappen. Centralbl. d. Bauverw. 1887, S. 56.

Selbstthätiges Klappenwehr. Engineer 1888, S. 182.

Nakonz. Trommelwehr mit drei Kammern. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 185 u. 203, und 1891, S. 276.

Röder. Schützenwehr mit schräg zur Wehraxe niederlegbaren Griessäulen. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 484.

Pochet. Bewegliches Wehr mit durch Lenker geführten Klappen. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 456.

Carro. Rollklappenwehr. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 211.

Brunner. Bewegliche Stauvorrichtung zu Steinen (Schweiz). Deutsche Bauz. 1890, S. 456.

Drehbrücke mit Klappenwehr über den St. Mary's Fall-Schiffskanal in Nordamerika. Scientific American 1885, Bd. LIII, Dez. S. 383. — Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 478.

§ 13. Ausführung. Bezüglich des Ortes und der Art der Wehranlagen — der beweglichen sowohl, als der festen — geben die Verhältnisse des betreffenden Wasserlaufes und der besondere Zweck der Anlage im Verein mit der Kostenfrage den Ausschlag. Als Baustelle pflegt man ein Querprofil des Wasserlaufes von mittlerer Breite zu wählen, weil das Stauwerk enge Profile noch mehr einschränken würde, während sich bei breiten Profilen die Baukosten und die Schwierigkeiten des Betriebs vermehren würden. Vielfach eignen sich zu Wehranlagen Stromspaltungen, indem diese die Ausführung und während derselben den Abflufs der Wassermenge, auch die Ausführung späterer Reparaturen begünstigen. In schiffbaren Wasserläufen können Profile, in denen natürliche Schiffahrtshindernisse auftreten, für die Wehranlage oft zweckmäfsig sein. Bei Auswahl des Ortes ist ferner Rücksicht zu nehmen auf die oberhalb des Wehres belegenen Ufergelände, welche in jedem Falle gegen nachteilige Anstauung zu schützen sind und in der Entwässerung nicht behindert werden dürfen. Wesentlich endlich kommen für die Wahl des Ortes die Eigenschaften des betreffenden Wasserlaufes in Betracht.

Die Art des Wehres hängt hauptsächlich von dem Zweck desselben, von den Eigenschaften des Wasserlaufes, von den Kosten der Anlage und von den Erwägungen über den Betrieb derselben ab. Handelt es sich um Wehre zur Beschaffung von Wasserkraft für Mühlenanlagen in nicht schiffbaren Wasserläufen, so geben die Interessenten den festen Wehren mit Freiarchen meist den Vorzug vor den beweglichen, weil feste Wehre nahezu dauernd die Ausnutzung der Wasserkraft sichern, billiger herzustellen und für den Betrieb einfacher und zweckmäfsiger sind, als bewegliche Wehre. Dasselbe gilt auch für gleichem Zwecke dienende feste Wehre mit Flofsdurchlässen. Die Interessen der Allgemeinheit dagegen, denen sich diejenigen der Besitzer von Wehranlagen unterzuordnen haben, fordern, dafs feste Wehre nur noch in Fällen, in denen deren Anlage, wie beispielsweise bei Regulierung der Wildbäche und bei Herstellung von künstlichen Sammelbecken, der Allgemeinheit dient, erbaut werden, weil jedes feste Wehr ein dauerndes Hindernis für den Abflufs der atmosphärischen Niederschläge bildet, daher in den meisten Fällen dem Zwecke, für welchen die Natur die Wasserläufe geschaffen hat, entgegentritt und zur Vermehrung der Hochwassergefahren beiträgt. Diese Forderung läfst sich jetzt, nachdem die beweglichen Wehre so vervollkommnet sind, dafs sie meist die festen zu ersetzen vermögen, durchführen. Bei der Wahl der Art des beweglichen Wehres kommen vorzugsweise Schützenwehre mit Setzpfosten, ferner Nadel- und Klappenwehre in Frage.

Schützenwehre mit Setzpfosten sind zum Ersatz von festen Wehren für Mühlenanlagen in nicht schiffbaren Wasserläufen, ausnahmsweise auch in solchen schiffbaren geeignet, in denen Hochwasser und Eisgang besondere Gefahren nicht erwarten lassen und die Wasserstände meist nur geringem Wechsel unterliegen.

Nadelwehre sind für schiffbare Flüsse im allgemeinen in erster Reihe die geeignetsten Stauwerke, nachdem die Verbesserungen dieser Art von Wehren ihre Anwendung fast überall ermöglicht und ihre Zweckmäfsigkeit erwiesen hat. Sie haben sich in den kleinsten und gröfsten schiffbaren Wasserläufen bewährt, wie die Ausführungen in dem wildbachartigen Wasserlauf Norwegens in Telemarken von Ulefos bis Strengen[38]), sowie in der unteren Seine von Rouen bis Paris beweisen. Die geringe Zahl fester Mittelpfeiler, die Einfachheit der Konstruktionen, der verhältnismäfsig leichte Betrieb und die Regulierbarkeit des Wasserabflusses sichern den Nadelwehren eine ausgedehnte Verwendung und in den meisten Fällen den Vorzug vor den Klappenwehren.

Klappenwehre haben den Nachteil, dafs sie durch Niederlegen den plötzlichen Abflufs einer grofsen Wassermenge und hierdurch heftige, das Bauwerk angreifende Wasserbewegungen veranlassen und dafs ihre Aufrichtung wie überhaupt ihre Bedienung und auch ihre Reparatur mit Schwierigkeiten verbunden sind. Im allgemeinen sind sie dieserhalb bisher nur dort verwendet worden, wo bei schnell und häufig wechselnden Wasserständen eine für den Abflufs des Wassers wirksame Freilegung der Wehröffnungen notwendig ist. Hierzu genügt aber in der Regel die Verwendung von Klappen in einer oder wenigen Öffnungen der Wehranlage, wie dies beispielsweise in den Wehren der belgischen Maas der Fall ist, bei denen übrigens während der Schiffahrtsperiode das Niederlegen der Klappen nur in den dringendsten Fällen erfolgt. Die vollkommensten Klappenwehre sind die Pasqueau'schen, weil sie die Zugstange der Chanoine'schen Klappen entbehrlich und jede einzelne Klappe selbständig machen, sowie auch die

[38]) Vergl. Schlichting. Reisebericht über einige Wasserstrafsen in Norwegen und Schweden. Deutsche Bauz. 1890, S. 29, 41 u. 49.

Trommelwehre, seitdem durch Mohr ihre leichte Bedienung mittels Vierweghahn vom Ufer aus gesichert ist und die Erfahrung ihre Zweckmäfsigkeit derartig erwiesen hat, dafs sie voraussichtlich bei vielen zukünftigen Wehranlagen in schiffbaren Flüssen Anwendung finden werden, trotzdem die plötzliche Senkung des Oberwasserstandes ebenfalls nachteilig ist und die Baukosten wegen der Tiefenlage der Trommel, der Verwendung von Eisenkonstruktionen, der Sicherung des Abfallbodens im Unterwasser und der Überbrückung der Wehröffnung sehr erheblich sind.

Für die Ausführung des Wehres sind in jedem Falle Kostenanschläge anzufertigen, wobei durch Gegenüberstellen der Kosten für die in jedem Einzelfalle in Frage kommenden Wehrarten die Entscheidung, soweit diese durch die Kosten bedingt wird, zu treffen sein wird.

Bei Erbauung der Wehre ist eine zeitweise Senkung des Wasserstandes in der Baugrube, oft auch die völlige Trockenlegung derselben notwendig. Diesen Anforderungen entsprechen der Pfahlrost und die Betonfundierung am besten, weil sich hierbei das Fundament in der Hauptsache unter Wasser herstellen läfst und Wasserschöpfarbeiten nur zur Herstellung des Wehrrückens erforderlich werden. Das Fundament ist bis zu einer solchen Tiefe des Wasserlaufbettes zu führen, dafs Unterwaschung des Wehres ausgeschlossen und die Stabilität desselben gesichert ist. Die Herstellung des Wehrfundaments erfordert in der Regel die Errichtung von Fangedämmen, deren Ausführung in der ganzen Breite des Wasserlaufes nur dann statthaft ist, wenn das Wehr in einer Stromspaltung liegt und ein Arm derselben die Wassermenge abzuführen, auch etwaige Schiffahrt aufzunehmen vermag, daher den Abschlufs des oder der anderen Arme gestattet. Ist dies nicht der Fall, so erstrecken sich die Fangedämme nur über einen Teil der Breite des Wasserlaufes, sodafs dann das Wehr nach und nach in einzelnen Abschnitten herzustellen ist.

Bei Anlage beweglicher Wehre stellt man zunächst den zur Anbringung und Unterstützung der beweglichen Konstruktionsteile erforderlichen festen Unterbau mit dem Wehrrücken her. Der letztere liegt je nach der Gestaltung des Wasserlaufbettes infolge der Unregelmäfsigkeit der Sohle mehr oder weniger über derselben, erzeugt daher im Oberwasser Versandung und im Unterwasser unvollkommenen Überfall, welcher die Bettsohle dort angreift und die Herstellung kräftiger Sturzbetten notwendig macht.

Meist wird zur Herstellung des Fundamentes Beton verwendet. In diesem Falle beginnt die Bauausführung vielfach mit Errichtung einer aus eingerammten Pfählen bestehenden Schirm- oder Schutzwand oberhalb der Baustelle zu dem Zwecke, die Strömung von derselben fernzuhalten und die Versandung der auszubaggernden Baugrube zu verhindern. Die Baggerung erstreckte sich beispielsweise bei dem Nadelwehr der kanalisierten Mosel bei Vaux oberhalb Metz bis zur Unterkante des 3 m starken Betonfundamentes, vergl. F. 2[g], T. XIV. In manchen Fällen läfst sich das gebaggerte Material zweckmäfsig zur Mörtelbereitung verwenden; im vorgenannten Falle wurde das Baggergut der Gröfse nach geschieden, und in Prähmen nach dem Ufer transportiert; dort wurde das feinere Material zur Mörtel-, das gröbere zur Betonbereitung benutzt.

Bisweilen wird als Schirm- oder Schutzwand auch die flufsaufwärts gerichtete Wand eines Kastenfangedammes benutzt und unter dem Schutze derselben die Ausbaggerung des Flufsbettes bewirkt. Nach erfolgter Baggerung der Baugrube beginnt das Einrammen der Spundwände und die Herstellung bezw. Vervollständigung der Fangedämme. Letztere bestanden beim angegebenen Mosel-Wehr nur aus Lehmdämmen, meist werden jedoch Kastenfangedämme gewählt. Der so geschaffene Unterbau dient auch zur Aufstellung

eines auf Schienen beweglichen Laufkrahns mit fahrbarer Winde. Mittels Laufkrahn und Winde läſst sich der auf dem Ufer zu bereitende Beton nach jedem Punkte der Baugrube transportieren und dort einbringen. Sobald das geschüttete Betonbett erhärtet ist, wozu je nach der Beschaffenheit des verwendeten hydraulischen Mörtels mehr oder weniger, am besten durch vorherige Proben zu ermittelnde Zeitdauer erforderlich ist, wird die Baugrube bis zu solcher Tiefe durch Pumpen trockengelegt, daſs die Wehrkrone und deren profilmäſsige Gestaltung ausführbar ist. Zur Sicherung des Betonfundamentes gegen Durchbrechung empfiehlt es sich, das Betonbett vor der Trockenlegung mit den zur Herstellung der Wehrkrone erforderlichen Steinmaterialien zu belasten und so dem Wasserdruck auf das Betonfundament entgegenzuwirken. Nach F. 2^g, T. XIV wurde die Wehrkrone mit starken von der Winde aus zu versetzenden Quadern, zum Teil auch mit Pflastersteinen und Cementschicht abgedeckt.

Nach Beendigung der festen Wehrteile sind die Fangedämme zu beseitigen, sofern sich die beweglichen Stauvorrichtungen unter Wasser einbringen lassen, andernfalls deren Einbringung noch unter dem Schutz der Fangedämme zu bewirken ist.

Wenn sich nun zwar auch bei jedem Wehrbau die Ausführung nach den örtlichen Verhältnissen richtet, so wird es sich doch im allgemeinen stets um Baggerungen, Umschlieſsung der Baugrube mit Fangedamm, Herstellung des Fundamentes, Trockenlegung der Baugrube und Abdecken der Wehrkrone und bei beweglichen Wehren auſserdem noch um Einbringung der beweglichen Staukonstruktionen handeln. Bezüglich der Einzelheiten der Ausführung sind die angegebenen Litteraturquellen zu benutzen.[39])

Über die Baukosten der Wehranlagen lassen sich allgemein verwertbare Angaben nicht machen, weil die Wasserverhältnisse, die Fundierungen, die Preise der Baumaterialien und Arbeitslöhne und die örtlichen Rücksichten zu verschiedenartig sind. Auch in dieser Beziehung geben die mitgeteilten Quellen über ausgeführte Stauanlagen näheren Aufschluſs.

§ 14. Fischpässe in Wehren. Die Erhaltung des Fischreichtums in den Wasserläufen bedingt bei Herstellung von Wehren — der festen sowohl, wie der beweglichen — bauliche Anlagen, welche den Fischen das Aufsteigen in denselben, insbesondere vom Meer und den unteren Wasserlaufstrecken nach den oberen zu ihren dort befindlichen Laichplätzen gestatten, weil ohne solche Anlagen der Zug der Fische behindert, bei hohen Wehren sogar unmöglich wird. Vorzugsweise sind solche Anlagen, die man ganz allgemein künstliche Fischwege nennt, für die Wanderfische, wie Lachse, Maifische und Forellen, notwendig, da diese die Gewohnheit haben, zur Laichzeit aus den Mündungen der Flüsse bis zu den Quellenbächen aufzusteigen, um dort an geschützten Stellen zu laichen. Später kehrt die junge Brut regelmäſsig zu den Mündungen und zum Meer zurück, nährt sich dort und sucht bei vorgeschrittenem Alter wieder die früheren Laichplätze auf; Aale gehören ebenfalls zu den Wanderfischen, obwohl sie auch in den seichten Nebengewässern, welche sich an den Fluſsmündungen vorfinden, zu laichen pflegen. Die erwähnten Anlagen sind aber auch für Wehre in Wasserläufen, die nicht mit dem

[39]) Insbesondere sind namhaft zu machen:

Stauwehre aus Beton in der Eger bei Karlsbad. Wochenschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1882, S. 178.

Bau der Wehre zu Coudray und Evry unter Anwendung von Preſsluft. Prakt. Masch.-Konstr. 1885, S. 299.

Acham. Wiederherstellung des Haupt-Stauwehres im Feistritz-Flusse bei Krain. Mitteilungen über Artillerie- und Geniewesen 1884, Heft 2 u. 3. — Prakt. Masch.-Konstr. 1885, S. 120.

Dankwerts. Umbau der Schützenwehre im fürstlichen Parke zu Pleſs. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 509.

Luneau. Wehr (und Schleusen) bei Suresnes in der Seine. Ann. des ponts et chaussées 1889, I. S. 49.

Meere in Verbindung stehen für die Standfische, welche ebenfalls, wenn auch weniger ausgedehnt, wandern, notwendig.

Wenn nun auch gröfsere Fische, wie Lachse, mit Leichtigkeit über Hindernisse von grofser Höhe hinwegspringen, vorausgesetzt, dafs sie unterhalb genügende Wassertiefe vorfinden, so behindern doch die gebräuchlichen Stauanlagen, nicht minder die in unregulierten Flüssen vorkommenden, oft das ganze Bett durchziehenden und Wasserfälle bildenden Felsenriffe das Aufsteigen der Fische, namentlich für kleinere Fische. Nach Landmark[40]) werden die Boensstrom-Schnellen des norwegischen Topdalls-Flusses, deren Gefälle 16 m beträgt, vom Lachse überschritten, während oft geringere Fallhöhen unüberwindlich scheinen. Auch Atkins berichtet in seinem Werk, dafs in Nordamerika Lachse über Hindernisse von 5 m Höhe springend und schwimmend hinwegsetzen. Künstlich angelegte Fischwege haben aber nach Landmarks 1881 ausgeführtem Projekt die Übersteigung des 8,5 m hohen Log-Falles und des 27,2 m hohen Rukau-Falles im norwegischen Flusse Sire ermöglicht.

Die nachteilige Wirkung der Wehre für den Fischbestand der Wasserläufe haben beispielsweise die Wehrbauten in der kanalisierten Yonne in Frankreich erwiesen, in der seitdem Lachse, die von der Seine aus früher aufstiegen, fast gar nicht mehr angetroffen wurden. In gleicher Weise soll auch das nahe der Mündung des Tyne-Flusses erbaute Bywell-Wehr den Lachs verdrängt haben. Derselbe trat dagegen alsbald nach der 1861 erfolgten Zerstörung des Wehres wieder in grofsen Mengen auf.

Künstliche Fischwege nennt man Fischpässe, Fischleitern oder auch Fischtreppen. Sie wurden zunächst, aufser in Amerika, 1834 in Irland und in der Schweiz erbaut, sodann aber in Anbetracht ihrer Zweckmäfsigkeit im Wege der Gesetzgebung 1842 in England, 1865 in Frankreich und 1874 in Preufsen für die Ausführung von Stauanlagen vorgeschrieben. Im wesentlichen beruhen sie auf dem Prinzip der Verteilung des durch die Stauanlage konzentrierten Gefälles und bestehen aus einer im Wehrkörper zwischen Seitenwänden hergestellten, schmalen Rinne mit treppenförmig gestalteter oder flach geneigter Sohle. Sie erfordern eine solche Wassertiefe, dafs die Schwanz- und Rückenflossen der Fische nicht über Wasser hervorragen, für Lachse daher mindestens 0,40 m, da diese eine Länge von 1 bis 1,5 m erlangen. Demgemäfs ist auch die lichte Weite der Rinnen für Lachse auf mindestens 0,80 m, dagegen wesentlich gröfser zu bemessen, wenn letztere eine schlängelnde Richtung verfolgen müssen, welche die Bewegungsfreiheit der Fische behindert. An der Ein- und Ausmündung soll die Sohle der Rinne mindestens 0,30 bis 0,40 m unter dem niedrigsten Wasserstande liegen. Die Öffnungen der Ein- und Ausmündung schränkt man mit Rücksicht auf Wasserersparnis auf 0,30 bis 0,40 m lichte Weite ein, wobei selbst grofse Lachse noch durchschlüpfen können. Zum Abschlufs der Einmündung für diejenigen Zeiten, in denen die Fische nicht zu wandern pflegen, dienen auch zur Regulierung des Wasserstandes verwendbare Schützen, welche die Wasserverluste im Interesse der Stauberechtigten vermindern und in denjenigen Zeiten, in denen die Fische nicht wandern, ganz vermeiden. Der Wasserverbrauch ist zwar nicht erheblich, immerhin aber doch auf etwa 0,30 bis 0,40 cbm in der Sekunde anzunehmen.

Die Konstruktion der Fischpässe ist am einfachsten, wenn diese sich durch mit Schützen verschliefsbare Einschnitte im Wehrrücken herstellen lassen. Hierzu ge-

[40]) Vergl. Landmark. Om laxetrepper. Norsk Teknisk Tidskrift 1884, S. 65 und Keller. Anlage der Fischwege. Centralbl. d. Bauverw. 1885.

nügen bei Wehren von geringer Höhe schon Einschnitte im Fachbaum und bei Nadelwehren Durchbrechungen der Anschlagsschwelle, gegen welche die Nadeln unten anlehnen, oder verschliefsbare Öffnungen in den Schützen und Rolltafeln.[41]) Auch durch zeitweises Öffnen von Freischleusen begünstigt man den Durchgang der Fische durch das Wehr.

Handelt es sich um Anlage eigentlicher Rinnen, so verwendet man bei niedrigen Wehren vielfach Schrägpässe, d. h. schräg über den Wehrrücken angelegte Rinnen, in denen der Abflufs des Wassers mit verlangsamter Strömung erfolgt. Die gebräuchlichsten künstlichen Fischpässe sind aber diejenigen, in denen die Rinne durch Querwände — Sparren und Zungen genannt — in mehrere Kammern zerlegt wird, sodafs kaskadenartig abfallende Becken entstehen, zu denen die Fische durch Springen oder auch, bei Öffnungen in den Querwänden, durch Schwimmen gelangen können. Um die Strömung zu mildern, erzeugt man auch wohl künstlichen Gegenstrom durch Aufstellung schaufelartiger Schrägwände in den Rinnen, durch welche das Wasser den gröfsten Teil seiner lebendigen Kraft verliert und zu stromaufwärts gerichteten, also zu Gegenströmungen veranlafst wird.

Von den in Wehranlagen ausgeführten Fischpässen sind diejenigen, deren Rinnen durchgehende Querwände besitzen, die von den Fischen übersprungen werden müssen, die ältesten. Dies System nennt man das *jumping* oder Sprungsystem. Man giebt indessen in neuerer Zeit dem *running* oder Schwimmsystem, wobei die Fische schwimmend die Anhöhe ersteigen, den Vorzug. Bei der letzten Anordnung wird in der Rinne ein längerer, geschlängelter Lauf dadurch hergestellt, dafs die Querwände abwechselnd nur an einem Ende mit der Seitenwand verbunden sind, am anderen Ende aber eine kleine Durchlafsöffnung freilassen. Das Gefälle wird also hier auf eine gröfsere Länge verteilt und gemäfsigt. Beobachtungen haben ergeben, dafs den Fischen, namentlich den Lachsen, die Ersteigung der Anhöhe auf der geneigten Ebene bequemer ist, als das Überspringen der Querwände. Die nötigen Ruhepunkte finden die Fische hierbei in den Winkeln, wo die Querwände mit der Seitenmauer verbunden sind. Derartige Beobachtungen wurden z. B. bei Haneckenfähr in der Ems angestellt. Wenn Fischpässe vorzugsweise für den Durchgang der Lachse bestimmt sind, mufs die Breite der Öffnungen in den Sparren mindestens 0,30 m betragen, während bei Fischpässen, welche nur für den Zug der Forellen dienen, eine geringere lichte Weite genügt.

Die Länge des Bauwerkes richtet sich nach dem Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser und der Steigung der geneigten Ebenen. Eine Steigung von 1:8 genügt, es reicht sogar eine solche von 1:5 und 1:6 schon aus, doch werden auch Steigungen von 1:10 bis 1:12 angetroffen. — Die lichte Weite der Rinne beträgt gewöhnlich 1,20 bis 1,50 m und die Entfernung der aus Werksteinen oder Bohlen herzustellenden Querwände 1,30 bis 1,50 m. Die Höhe der letzteren ist so zu wählen, dafs sie bei gewöhnlichem Wasserstande nicht überflutet werden. Meist genügt eine Höhe von 0,30 m. Ihre verschiedenartige Anordnung ist in den Fig. 66 bis 71 (S. 321), welche, wie auch die Fig. 73 u. 77 aus der Keller'schen Abhandlung (vergl. Anmerk. 40) entnommen sind, dargestellt. Am gebräuchlichsten ist die normal zu den Seitenwangen gerichtete Stellung der Querwände, Fig. 66, 69, 71, seltener die Schrägstellung, Fig. 67, 68 u. 70. Gegen letztere läfst sich einwenden, dafs in den spitzen Winkeln stärkere Wirbel und Sandablagerungen entstehen, als bei senkrechter Lage. Die Schlupföffnungen liegen meist an den Seitenwangen, Fig. 66, 67, 69, 70 u. 71, seltener in der Mitte, Fig. 68. Durch Ansätze an den Querwänden, teils nur nach einer Richtung, Fig. 69 u. 70, teils auch

[41]) Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 461.

Fig. 66.

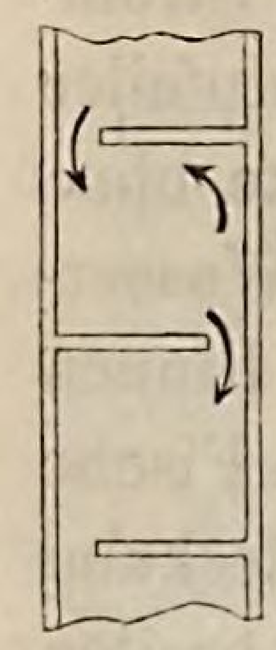


Fig. 67.

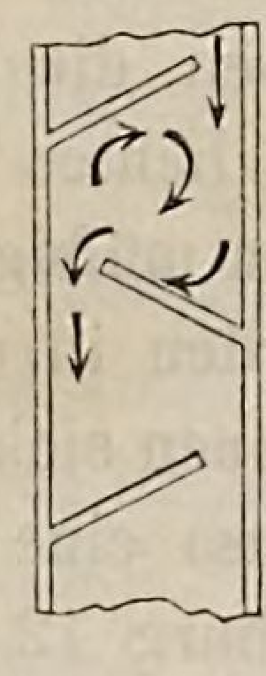


Fig. 68.

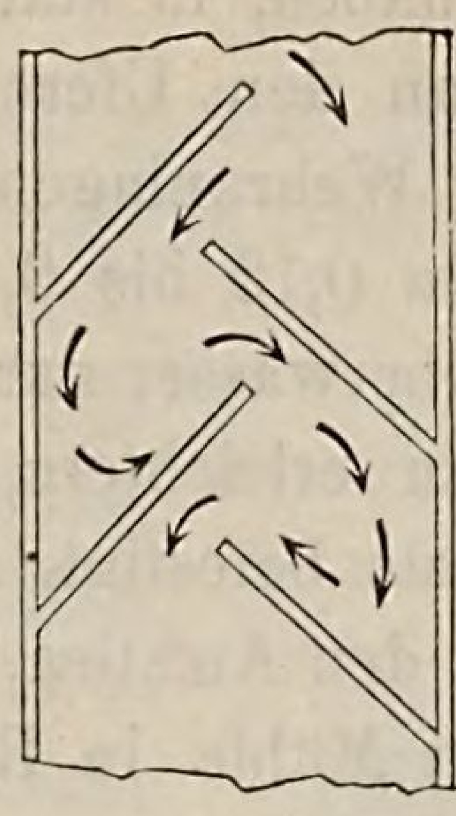


Fig. 69.

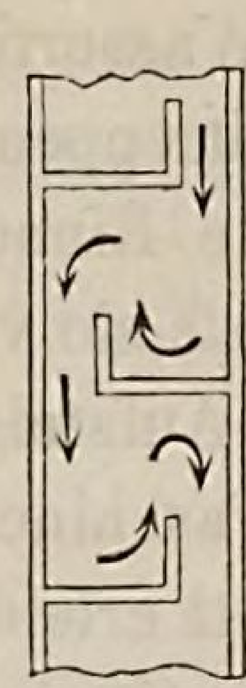


Fig. 70.

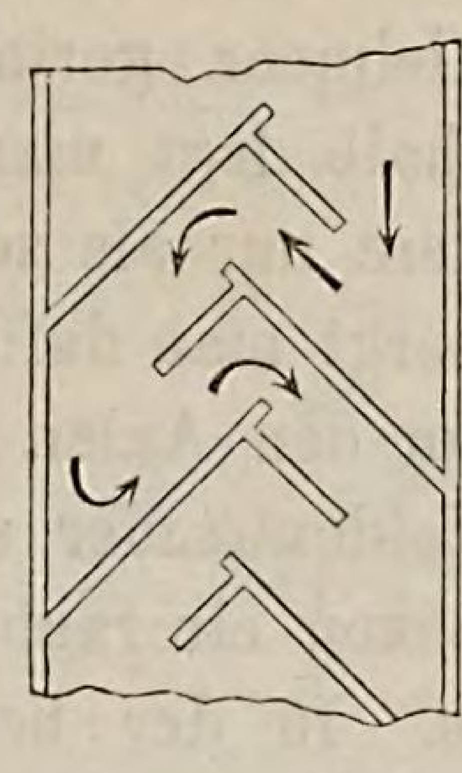
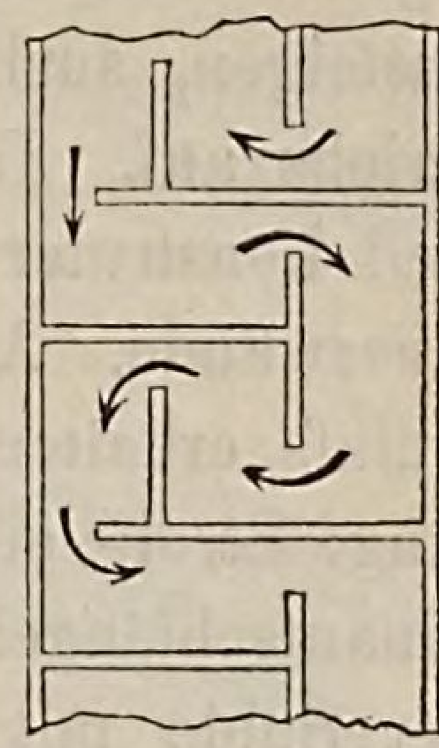


Fig. 71.

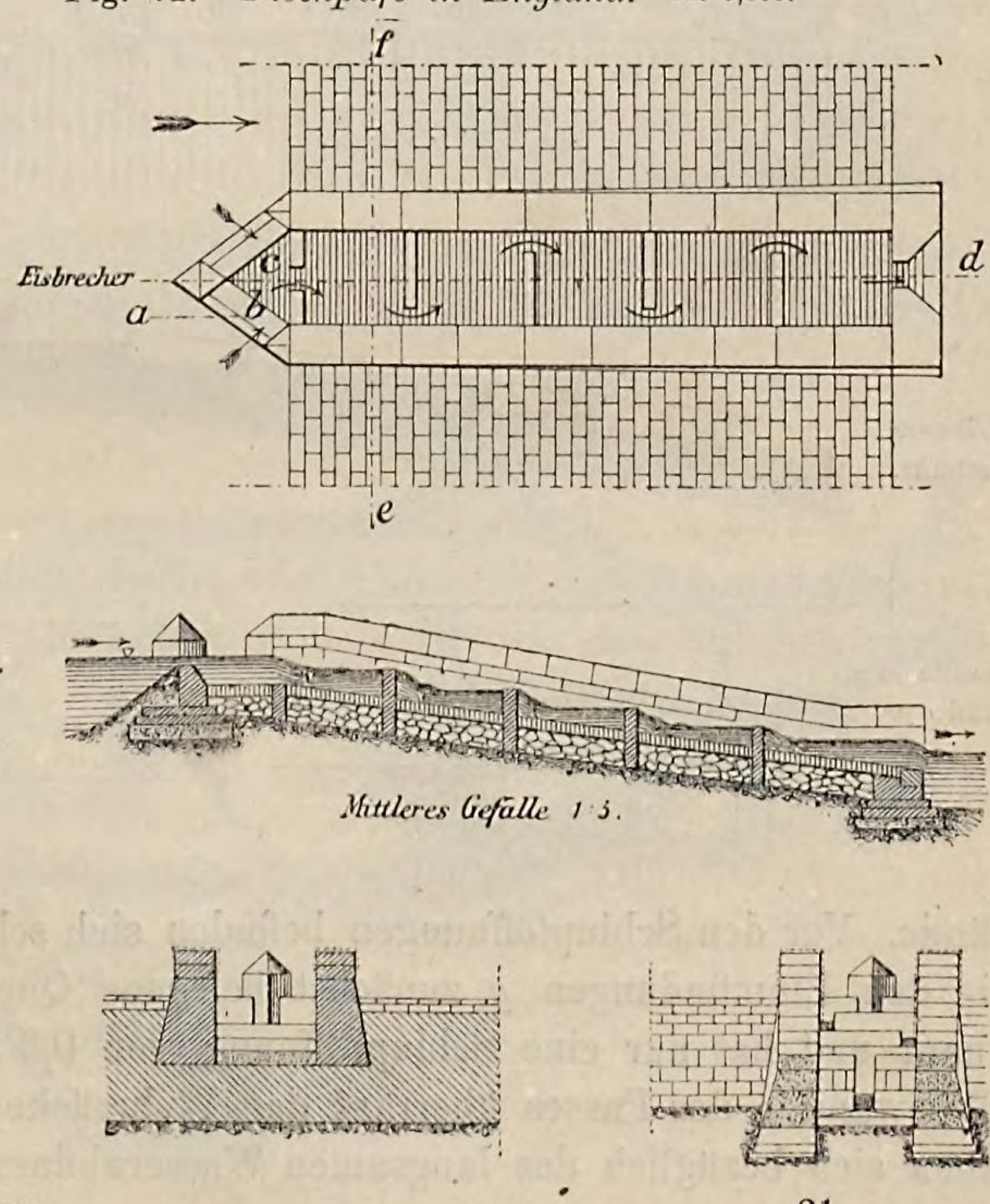


nach zwei Richtungen, Fig. 71, läfst sich der Weg in den Rinnen wesentlich verlängern, die Strömung also vermindern. So besitzt der Fischpafs neben den South-Hadley-Stromschnellen im Connecticut bei 10 m Fallhöhe eine Länge von 132 m, während der von den Fischen zurückzulegende Weg 270 m lang ist und in diesem die Geschwindigkeit des Wassers in der Rinne nur wenig mehr als 0,8 m in der Sekunde beträgt. Geringe Milderung der Strömung läfst sich schon dadurch erzielen, dafs man die Seitenwandungen und die Sohle der Rinne mit rauhen Flächen aus Ziegel-, Bruch- oder Feldsteinmauerwerk herstellt. Zur Sicherung des Sohlenpflasters sind dessen Fugen zweckmäfsig überall senkrecht zur Strömung zu richten, sie liegen indessen vielfach auch senkrecht zur Mittelaxe der Rinne.

Bei der Gewohnheit der Lachse und Forellen, die stärkste Strömung und gröfste Wassertiefe zu verfolgen, ist die Lage des Fischpasses dort die zweckmäfsigste, wo solche Strömung und Wassertiefe vorhanden ist. Hier finden die Fische auch die gröfste Ruhe und sind am meisten gegen Diebstahl gesichert. Stauanlagen erhalten daher in der Regel in einem Mittelpfeiler den Fischpafs. Ist das Wehr mit einer Brücke überbaut, so wird die Fischleiter unmittelbar neben einem Mittelpfeiler angelegt. Bedingen die Flufsverhältnisse eine andere Lage, so ist dort für Strömung und ausreichende Wassertiefe zu sorgen; dies läfst sich durch eine etwas tiefere Lage des daneben liegenden Wehrrückens erreichen. Jedenfalls mufs die Ausmündung im Unterwasser jederzeit bequem zugänglich und hier eine solche Tiefe vorhanden sein, dafs die Fische in ihrer Bewegungsfreiheit nicht behindert werden.

Fig. 72. *Fischpafs in England.* M. 0,005.

Grundrifs. — Profil *abcd*. — Profil *ef* und Ansicht des Unterhauptes.



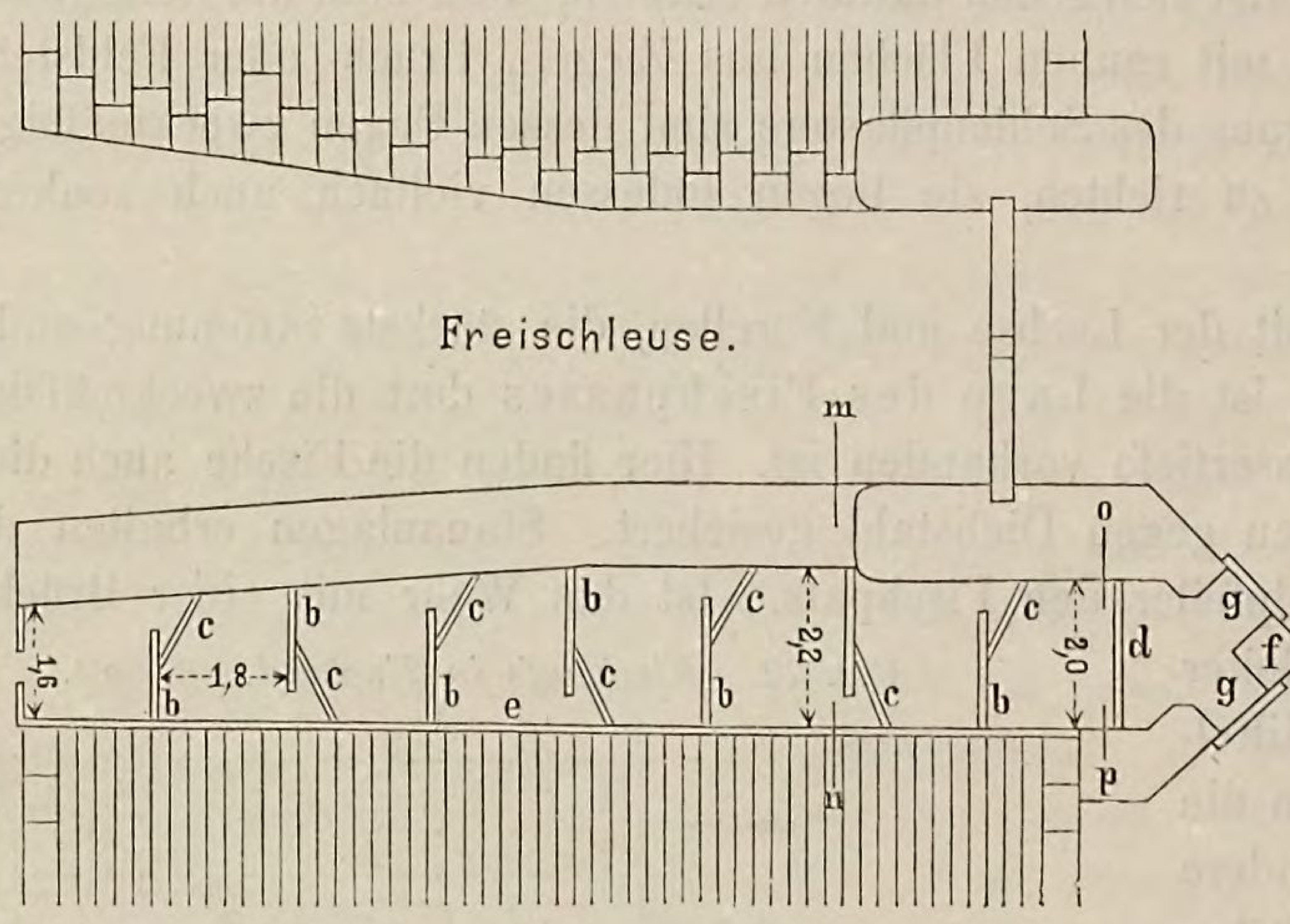
Aufser den Lachs- und Forellenpässen werden bisweilen auch noch besondere Aaltreppen oder Aalrinnen in den Staustanlagen erforderlich. In der

Regel wandern nur junge Aale flufsaufwärts und diese vermögen, da sie nicht die kräftigen Bewegungsglieder der Lachse und Forellen haben, in starker Strömung nicht aufzusteigen, suchen vielmehr geringe Wassertiefe an den Ufern aufserhalb des Stromstrichs auf. Dieserhalb legt man Aaltreppen bei Wehranlagen neben die Landpfeiler und konstruiert erstere nur als schmale Rinnen von 0,12 bis 0,30 m lichter Weite ohne Querwände. Auch sorgt man dafür, dafs sie vom Oberwasser nur einen mäfsigen Wasserzuflufs erhalten. Um den Aalen das Aufsteigen zu erleichtern, werden in den Rinnen lange Stroh- oder Weidenbänder und Faschinenwürste befestigt, an denen sich die Fische hinaufschlängeln. Schon ein rauhes Bett erleichtert den Aufstieg, ebenso eine Abdeckung der Sohle mit Kies. In der bei der Königlichen Mühle in Rendsburg 12 cm breiten und 8 cm tiefen Aalrinne wurden auf der Sohle in je 14 cm Abstand Holzleisten befestigt und dazwischen kleine Steine gelagert.

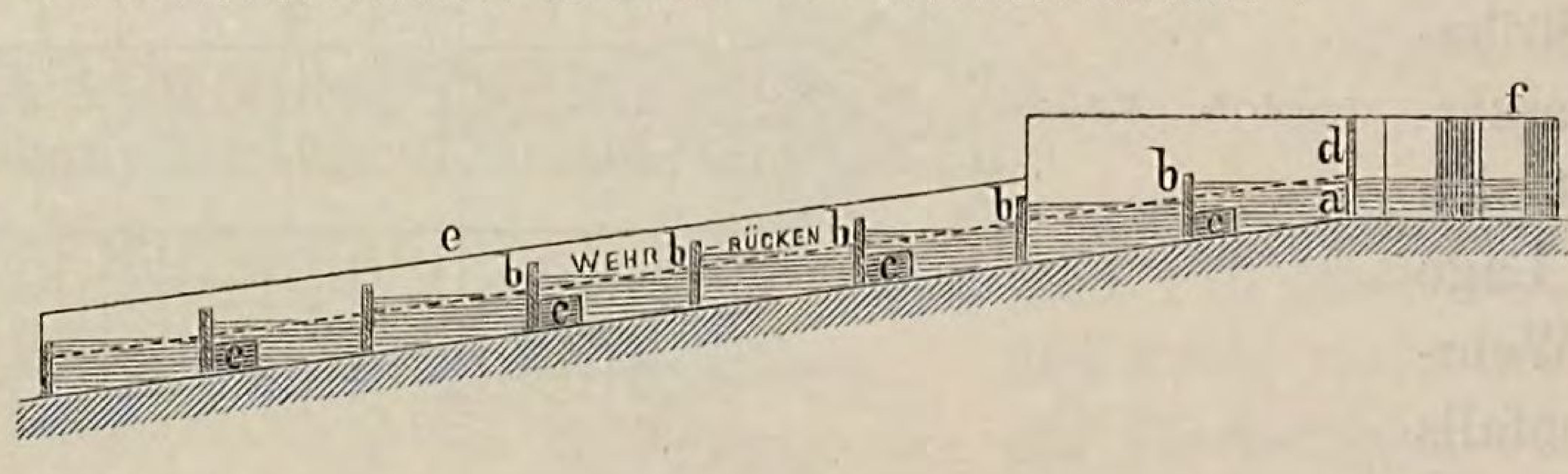
Von den in Wehren erbauten Fischpässen zeigt Fig. 72 ein Beispiel der in England gebräuchlichen. Die Querwände stehen rechtwinklig zu den aus Werksteinen hergestellten Seitenwangen. Die lichte Weite mifst 1,50 m und die Entfernung der Querwände 1,70 m. Zum Schutz gegen Eisgang ist in der Mittelaxe der Einmündung ein Steinpfeiler errichtet, an welchen sich die beiden seitlich angeordneten Öffnungen anschliefsen. Zu den besten Fischpässen in England wird derjenige des Powick-Wehres im Terne, einem Nebenflufs des Severn, gerechnet, nachdem an demselben zweckmässige Abänderungen angebracht worden sind, s. Fig. 73.

Fig. 73. *Fischpafs des Powick-Wehres in England.*

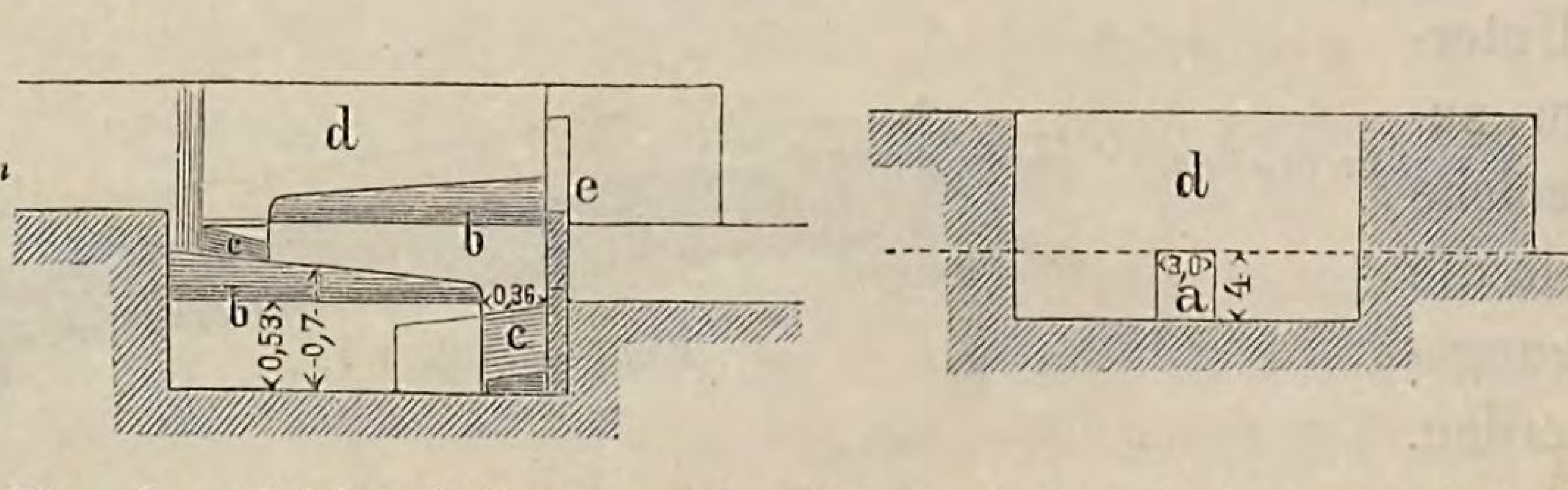
Grundrifs.



Längenschnitt.



Schnitte *mn* und *op*.

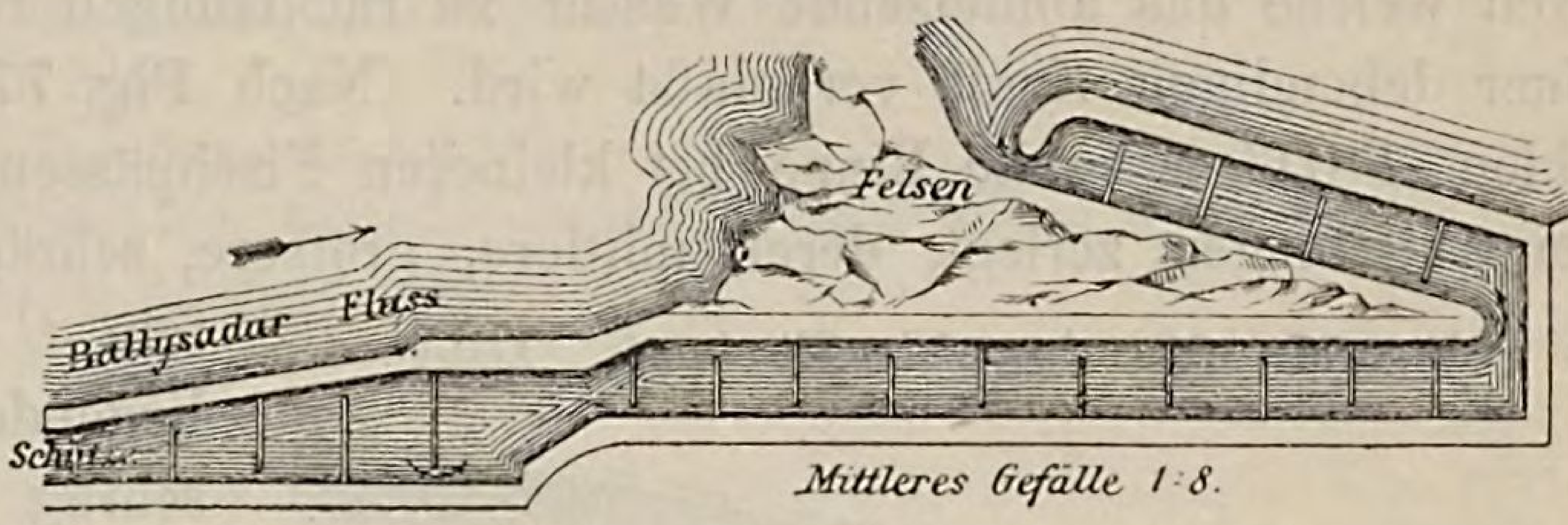


Der Fischpafs lehnt sich unmittelbar an die Seitenmauer der Freischleuse an und hat eine Neigung von 1:7 bei 1,6—2,2 m lichter Weite und 1,8 m Entfernung der hölzernen 0,7 m hohen Querwände. Vor den Schlupföffnungen befinden sich schräg gestellte Bretter von 0,4 m Höhe. Die den Einmündungen *g* zunächst belegene Querwand *b* reicht bis über Hochwasser hinauf und hat nur eine Schlupföffnung von 0,3 m Breite und 0,4 m Höhe. Auch die Seitenwand *e* des Passes überragt den Wehrrücken um 0,50 m. Alle diese Anordnungen haben sich bezüglich des langsamen Wasserabflusses, der Verminderung und Regulierung

des Wasserverbrauches (nur 0,1 bis 0,2 cbm in der Sekunde), und des Schutzes gegen Hochwasser bewährt.

Eine erhebliche Länge hat nach Fig. 74 der Fischpafs bei dem Wasserfall des Ballysadar-Flusses bei Sligo in Irland erhalten, woselbst ein Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser von 9 m zu überwinden war. Die gröfste Höhe eines Fischpasses findet sich im Rukau-Fall in Norwegen mit 27,2 m, wobei die Länge des Passes 285 m, die Sohlenneigung des aus Holz hergestellten, 213 m langen Teiles 1:6 bis 1:7 und der im Felsen ausgesprengten Rinne 1:180 beträgt, in letzterer also sehr gering ist.

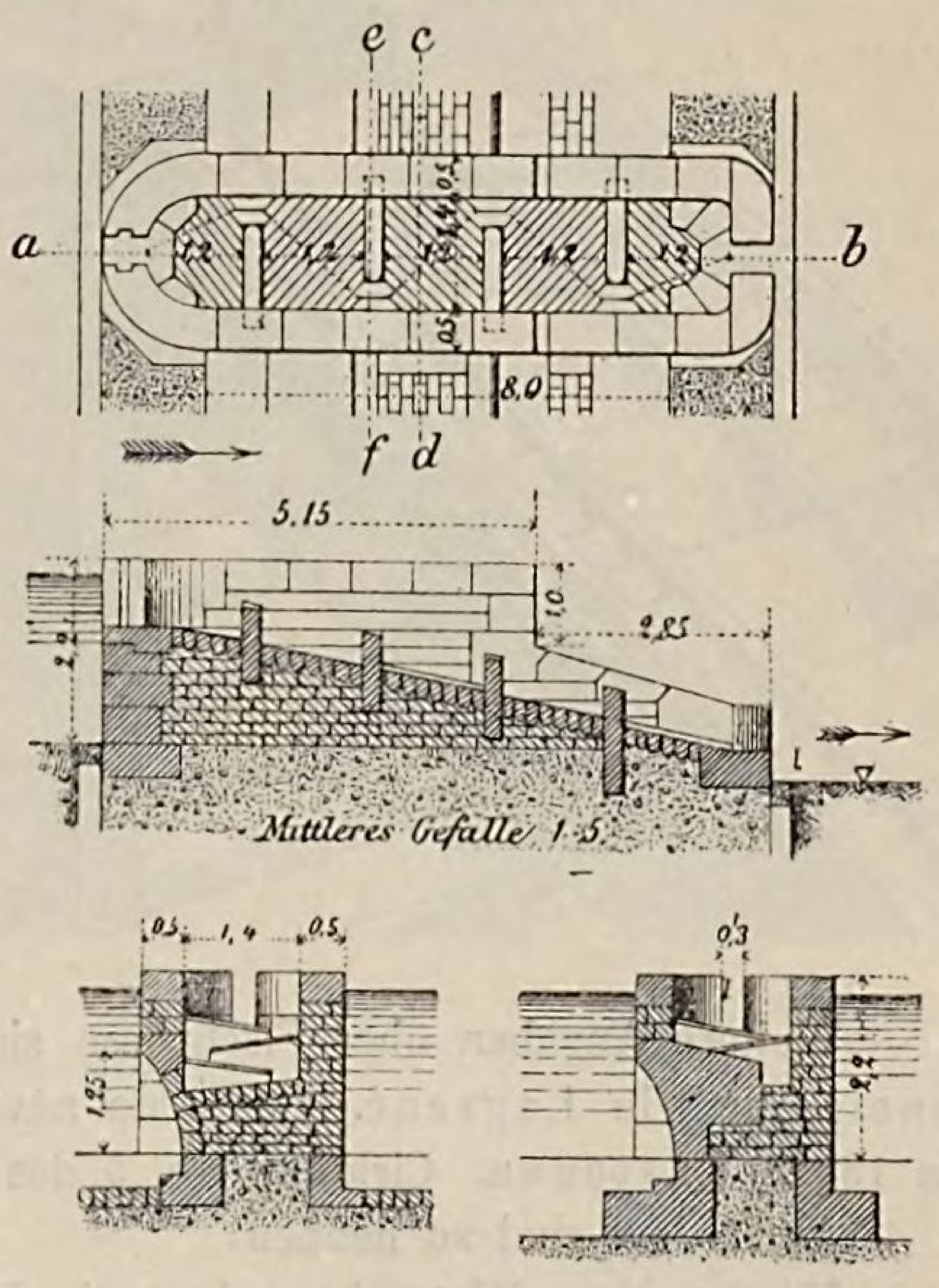
Fig. 74. *Fischpafs in Irland.* M 0,002.



Von den in Frankreich bei Kanalisierung der Flüsse ausgeführten Fischpässen giebt nach Fig. 75 ein in der Mosel vorhandener ein Beispiel. Vier aus Werkstücken bestehende Sparren, in Entfernungen von je 1,2 m zerlegen die von Werksteinmauerwerk im 8 m breiten massiven Wehrrücken umgebene, im Lichten 1,4 m breite Rinne in fünf Abteilungen und bedingen durch die Lage der Schlupföffnungen die Bildung eines geschlängelten Weges von 1:5 mittlerem Gefälle; Ein- und Ausmündung liegen in der Mittelaxe und erstere ist durch eine Schütze abschliefsbar.

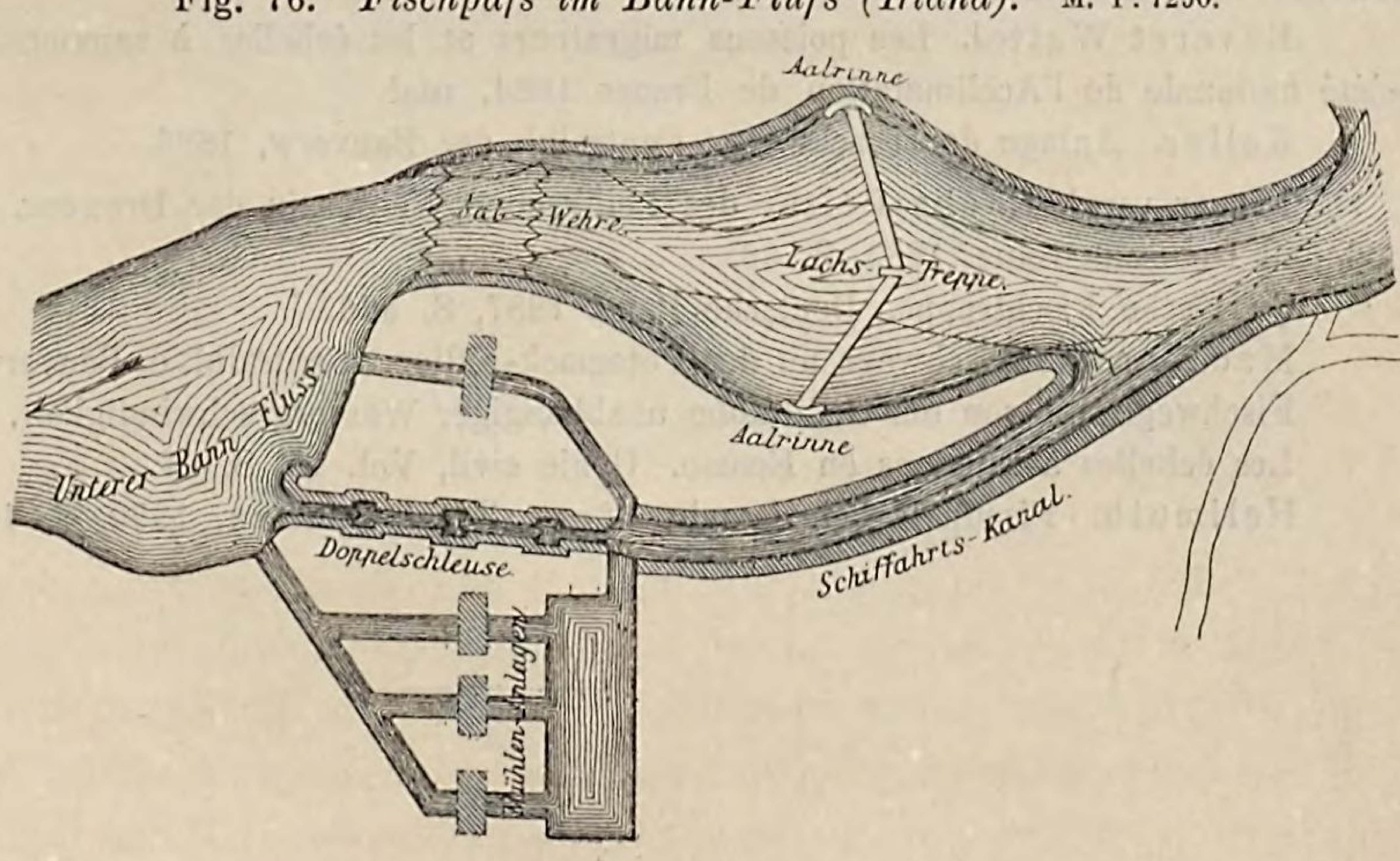
Fig. 75. *Fischpafs in Frankreich.* M. 0,005.

Grundrifs. Profil *a b*. Profile *c d* und *e f*.



In Fig. 76 ist ein Wehr des unteren Bann-Flusses bei Portna in Irland mit einer Lachstreppe in der Mitte und zwei Aalrinnen an den Ufern dargestellt. Die unterhalb befindlichen Aalwehre dienen zum Fangen dieser Fische.

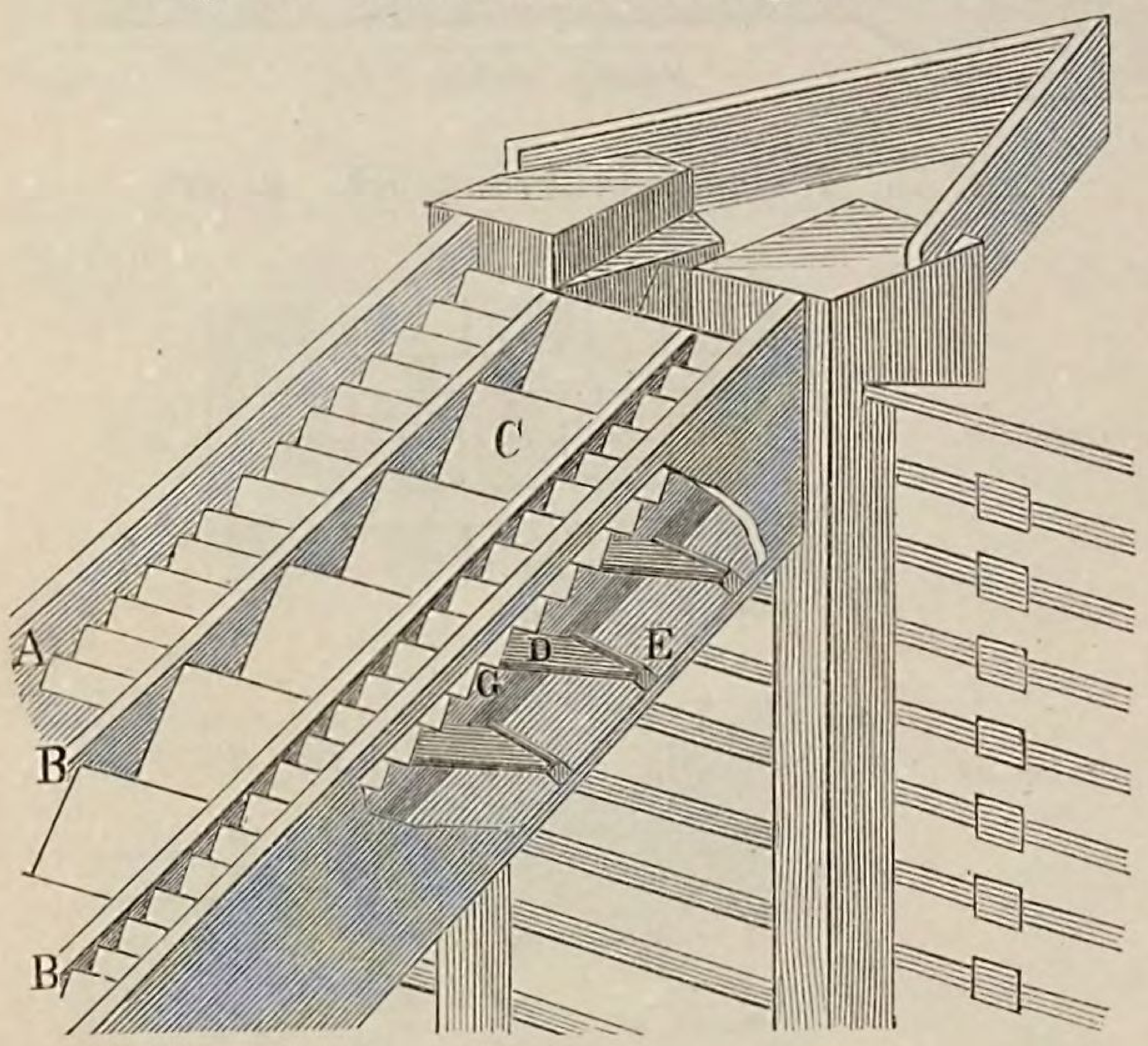
Fig. 76. *Fischpafs im Bann-Flufs (Irland).* M. 1:7250.



Schliefslich ist noch hervorzuheben, dafs **Macdonald** zur Abkürzung des durch die Querwände der Fischpässe erzeugten Weges, sowie auch zur Verringerung des Speisewasserverbrauchs **Fischpässe mit Gegenstrom** konstruiert hat, welche sich in ameri-

kanischen Flüssen bewährt haben und auch bereits in der Werse, einem Nebenflufs der Ems, bei der Hornichhorst-Mühle und bei der Sud-Mühle mit Rinnenneigung von 1:3, im ersten Falle aus Holz mit eisernen Schaufeln, im letzten Falle ganz aus Eisen zur Überwindung der Fallhöhen von 3,5 bezw. 2,25 m ausgeführt worden sind. Das Prinzip der Macdonald'schen Fischpässe besteht in der Anordnung schräg gestellter Schaufeln, durch welche das abfliefsende Wasser zu rückläufigen Bewegungen und zur Zerstörung seiner lebendigen Kraft veranlafst wird. Nach Fig. 77 ist die zwischen den Seitenbohlen *A* 0,60 m breite Rinne bei kleineren Fischpässen durch zwei Mittelbretter *B* in drei Abteilungen zerlegt, deren mittlere, gröfsere, schräg nach oben gerichtete Schaufeln *C* besitzt, während die daneben liegenden kleineren Abteilungen mit schräg nach unten gerichteten Schaufeln *D* versehen sind, an welche sich noch kleinere Schaufeln *G* in umgekehrter Richtung anreihen. Die Verbindung der äufseren Abteilungen mit der mittleren erfolgt zwischen den Schwellen *E*. Hierdurch wird das auf der Schaufel *C* abgleitende Wasser nach den dort vorhandenen Schaufeln *D* und *G* geleitet, steigt infolge seiner lebendigen Kraft auf diesen Schaufeln aufwärts und gelangt dann auf die zunächst belegene folgende Schaufel *C*, um so von Schaufel zu Schaufel ins Unterwasser zu gelangen.

Fig. 77. *Macdonalds Fischpafs.* Ansicht.



Weitere Angaben über Fischpässe sind enthalten in den Werken von: Atkins, Burkland und Francis, auch in Lagrené. Cours de navigation. Paris 1873; Coumes. Rapport sur la pisciculture. Paris 1862; Fastenau. Cirkular No. 5 des deutschen Fischerei-Vereins. Berlin 1872.

Aufserdem sind zu nennen:

Michaelis. Wasserbauanlagen in Irland. Zeitschr. f. Bauw. 1866, und Deutsche Bauz. 1876.

Michaelis. Abhandlung über die internationale Fischerei-Ausstellung zu Berlin 1880.

Landmark. Om laxetrepper. Norsk Teknisk Tidskrift 1884 und Fischwege am Sire-Flufs in Norwegen. Scientific American 1885, S. 135.

Raveret Wattel. Les poissons migrateurs et les échelles à saumons. Bulletin mensuels de la Société nationale de l'Acclimatation de France 1884, und

Keller. Anlage der Fischwege. Centralbl. der Bauverw. 1885.

Ferner vergl. Lachs-Leiter des Leibitscher Wehres in der Drewenz. Wochenbl. f. Bauk. 1885, S. 66 und Deutsche Bauz. 1885, S. 66.

Cail'sche Fischtreppe. Deutsche Bauz. 1887, S. 366.

Macdonald's Fischwege an den Potomack-Fällen. Centralbl. d. Bauverw. 1888, S. 511, und Fischwege mit von der Gefällhöhe unabhängiger Wassergeschwindigkeit. Deutsche Bauz. 1888, S. 4.

Les échelles à saumons en Ecosse. Genie civil, Vol. 15, S. 65.

Hellmuth. Fischpafs bei Hameln. Centralbl. d. Bauverw. 1890, S. 462.

Litteratur

(zugleich Quellenverzeichnis).

Die Litteratur der beweglichen Wehre ist zum Teil schon im Texte angegeben.

Hagen. Handbuch der Wasserbaukunst. III. Aufl. Berlin 1874.

Lagrené. Navigation intérieure, III. Band. Paris 1873.

Schlichting. Kanalisation der Mosel. Sonderabdruck aus Zeitschr. f. Bauw. 1874.

Debauve. Manuel de l'Ingénieur. Paris 1878.

Pasqueaû. Barrage de la Mulatière sur la Saône. Lyon 1879.

Hans. Canalisation de la Meuse. Bruxelles 1880. Deutsche Übersetzung von Düsing. Wiesbaden.

Kanalisierung der Moskwa. Zeitschr. f. Baukunde 1881.

Kanalisierung der Netze. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1882, S. 409 und Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1885, S. 388.

Mohr. Wehranlage in der Küddow bei Tarnowken. Berlin 1882.

Klappenwehr im Irwell-Flufs. Engineer 1882, S. 152, 176 u. 196.

Bewegliche Wehraufsätze für Gebirgsflüsse und Bäche. Wochenschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1884, S. 181—183.

Mohr. Stauanlage in der Spree bei Charlottenburg. Zeitschr. f. Bauw. 1886.

Cuno. Kanalisierung des Main von Frankfurt bis Mainz. Zeitschr. f. Bauw. 1888, S. 19—44.

Rheinhardt. Bewegliche Wehranlagen an flöfsbaren und anderen Flüssen. Centralbl. d. Bauverw. 1889, S. 227 und Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1890, S. 661.

Boulé. Zweck und Nutzen der Flufskanalisierung. Verhandlungen des III. internat. Binnenschiffahrts-Kongresses zu Frankfurt a. M. 1888. Frankfurt a. M. 1889.

Durand-Claye u. Launay. Hydraulique agricole et génie rural. Paris 1890 u. 1892. Livre VIII, Irrigations.

Die Litteratur über Fischpässe ist am Schlusse des § 14 vermerkt.

Anhang.

Durchflufsweite der Brücken und Durchlässe.

Bearbeitet von

Chr. Havestadt,

Regierungsbaumeister in Berlin.

(Mit 5 Textfiguren.)

§ 1. Allgemeines. Bei der Bestimmung der Durchflufsweiten von Brücken und Durchlässen sind in hydrotechnischer Beziehung namentlich zwei Punkte zu beachten:

1. Die Lichtweite der Öffnungen ist so grofs zu bemessen, dafs eine für den Wasserlauf und das Bauwerk gleich sichere Abführung der in Betracht kommenden Wassermengen erzielt wird,
2. die Lichtweite ist indessen nicht unnötig grofs zu wählen, damit nicht durch Verringerung der Durchflufsgeschwindigkeit zunächst Verlandungen und in weiterer Folge Verschiebungen der Wasserlaufrinne veranlafst werden.

Die unter 1. gestellte Bedingung begründet sich daraus, dafs bei zu geringer Bemessung der Durchflufsöffnungen ein Aufstau veranlafst wird, welcher eine Vergröfserung der Geschwindigkeit innerhalb der Brückenöffnung und dadurch unter Umständen Gefährdungen der Pfeilergründungen hervorruft.

Unter gewissen Verhältnissen kann auch der Aufstau (dann als Rückstau) dem oberhalb des Brückenbauwerks belegenen Gelände gefährlich bezw. den Anpflanzungen desselben schädlich werden, sowie auch oberhalb belegene Mühlen in ihrer Wasserkraft benachteiligen.

Die unter 2. gestellte Bedingung, welche sich in den meisten Fällen schon aus den Rücksichten auf thunlichste Einschränkung der Baukosten begründet, ist namentlich bei Wasserläufen mit starkem Gefälle zu beachten.

Da die Gröfse und die Menge der vom Flufs mitgeführten Geschiebe durch die lebendige Kraft, also durch die Geschwindigkeit und Wassermenge des Wasserlaufes bedingt wird, so werden plötzliche Geschwindigkeitsverringerungen um so eher zu Ablagerungen Veranlassung geben, je gröfser der Geschwindigkeitsverlust ist.

Bei Brücken, die im Ebbe- und Flutgebiet liegen, hat die Bestimmung der Lichtweiten für gewöhnlich, und allemal so lange, wie die Wassermengen des Flutstromes die des Ebbestromes überwiegen, nach Mafsgabe der durchströmenden Flutwassermassen zu erfolgen. Es bleibt hier der Punkt zu beachten, dafs die Höhe des Hinauftritts der

Flut zum wesentlichen von einer genügend weiten Bemessung der den Strom übersetzenden Brücken[1]) abhängig ist. Der Grad der Entfaltung der Tidewelle bildet aber das Mafs für die zur natürlichen Spülung des unteren Laufes verfügbaren Wassermengen und somit in hohem Grade für die Schiffbarkeit des Flusses selbst. Beispiele hierfür bieten namentlich die Flüsse Themse und Tyne in England mit ihren im Laufe der letzten Jahrzehnte aus vorstehendem Grunde wesentlich erweiterten Brücken.

Die Bestimmung der Durchflufsweiten erfolgt in der Praxis nicht selten ohne eigentliche Berechnung, lediglich unter Anlehnung an die Weiten vorhandener Brücken oder eingeengter Stellen des Flusses, wie beispielsweise bei der Hunte-Brücke bei Elsfleth (Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1874, S. 11), der Elb-Brücke bei Dömitz (daselbst 1877, S. 559), der Mosel-Brücke bei Güls (Zeitschr. f. Bauw. 1881, S. 569) u. s. w. Ein derartiges Verfahren kann unter Umständen genügen, namentlich dann, wenn Bauwerke vorhanden, welche hinsichtlich ihrer Abmessungen bewährt sind. Die Anstellung näherer Untersuchungen und genauer Ermittelungen über die durch die Brückenneubauten hervorgerufenen Anstauungen ist indessen zu empfehlen, und erfordern diese dann eine genaue Kenntnis der in Betracht kommenden Umstände; es gehören hierhin namentlich die bei Hochwasser abzuführende Wassermenge und die Geschwindigkeit des Wassers an der Brückenbaustelle, oder, falls letztere unbekannt, an Stelle derselben das Gefälle und die Querabmessungen des Wasserlaufes.

Genauere, meist aus unmittelbaren Messungen gefolgerte Zahlen pflegen bei gröfseren Flüssen vorzuliegen oder sollten doch vorliegen, während bei kleineren Wasserläufen, — also für die Berechnung von Durchlässen — die fraglichen Angaben nur ausnahmsweise mit Sicherheit zu beschaffen und in der Regel nur mittelbar zu gewinnen sind.

Indem die nachfolgenden Untersuchungen nach zwei Gruppen „Brücken“ und „Durchlässe“ getrennt werden, beginnen wir mit der Ermittelung der für den genannten Zweck erforderlichen Angaben. Hieran wird sich die Bestimmung der Durchflufsweiten selbst anschliefsen. Der Grund für eine Trennung des Stoffes nach jenen beiden Gruppen ist kein theoretischer, vielmehr ein rein praktischer und durch die Natur der rechnerischen Grundlagen bedingt.

Hinsichtlich der Herleitung der hydraulischen Formeln ist auf die Kapitel II und III zu verweisen.

A. Durchflufsweite von Brücken über dauernd fliefsende, namentlich gröfsere Wasserläufe.

Für den Fall, dafs ein Aufstau in dem betreffenden Wasserlaufe durch das Bauwerk nicht hervorgerufen werden darf, ergiebt sich der erforderliche lichte Querschnitt desselben zu:

$$F = \frac{1}{\mu} \cdot \frac{Q}{v} \qquad 1.$$

In dieser Formel bezeichnet

F den lichten Querschnitt,
μ einen Erfahrungskoefficienten,
Q die durchfliefsende Wassermenge und
v die mittlere Geschwindigkeit.

[1]) Vergl. Deutsche Bauz. 1881, S. 3.

Die Bestimmung der richtigen Durchflufsweite hängt danach zum wesentlichen von der richtigen Ermittelung der in vorstehender Formel enthaltenen Werte ab. Da dieselben in den seltensten Fällen unmittelbar gegeben, oder durch unmittelbare Messung bestimmbar sind, so ist zunächst zu erörtern, wie die fehlenden Angaben durch örtliche Aufnahmen festgestellt oder durch Rechnung ermittelt werden können.

§ 2. Der Ausflufskoefficient μ. In den älteren Angaben von Eytelwein, Gauthey und Navier stellt sich der Wert für μ als ein nur von der Pfeilerform abhängiger dar. Navier gab an:

bei halbkreisförmigen und spitzwinkeligen Vorköpfen	0,95
„ stumpfwinkeligen Vorköpfen	0,90
„ geraden Vorköpfen	0,80
„ gleichzeitig eintauchenden Bogenanfängen . . .	0,70.

Nach Eytelwein ist zu nehmen:

bei Brückenpfeilern mit spitzwinkeligen Vorköpfen	$\mu = 0{,}954$
„ „ „ geraden „	$\mu = 0{,}855$.

Diese Werte sind lediglich durch Schätzung entstanden und nur als Durchschnittswerte bei Brücken kleinerer Spannweiten zu gebrauchen. Für Brücken gröfserer Spannweiten werden sich dieselben nach Mafsgabe des Querschnittswechsels oberhalb und in der Brücke ebenso ändern, wie insbesondere die Geschwindigkeitsänderungen die Gröfse dieses Koefficienten beeinflussen. Selbst die Tiefe der Brücke (die Breite der Fahrbahn) ist von Einwirkung, wenngleich sich diese rechnerisch nicht wohl bestimmen läfst.

Schliefslich ist auch die örtliche Lage der Brücke noch insofern von Einflufs, als bei Brücken, die in einer Stromkrümmung liegen, zufolge der Wirkung der Centrifugalkraft ein gewisser Teil der lebendigen Kraft des Stromes beim Stofs gegen die Pfeiler verloren geht. — Es gelten danach hier dieselben theoretischen Regeln wie beim Durchflufs des Wassers durch geschlossene Rohrleitungen.

Im allgemeinen wird der Koefficient bei Brücken gröfserer Spannweiten günstiger ausfallen, als bei kleineren; bei einer grofsen Strombrücke mit weiten Öffnungen wird derselbe nahezu gleich Eins zu setzen sein.

Entsprechend diesen weiteren Rücksichten und namentlich mit Beziehung auf den Einflufs der Geschwindigkeit dürfte sich denn auch statt der bisher üblichen Bezeichnung des Koefficienten μ als „Kontraktionskoefficient" eine solche als „Ausflufskoefficient", wie oben gewählt, empfehlen.

Leider fehlt es bisher noch an genauen, auf vorstehende Rücksichten gegründeten Wertbestimmungen, da zu wenige zuverlässige Messungsergebnisse für derartige Untersuchungen zu Gebote stehen. Als Anhalt dürften indessen die nachstehenden Tabellen dienen, die von Sonne[2]) nach Harlachers Messungen in der rechteckig begrenzten Öffnung des Sperrschiffes im Wiener Donau-Kanal versuchsweise entwickelt sind.

Bezeichnet n die Anzahl der Öffnungen,
L deren gesamte Lichtweite,
A einen Koefficienten,

so ist:
$$\mu = \frac{v \,.\, L - A \,.\, n}{v \,.\, L}.$$

[2]) Vergl. Sonne. Beitrag zur Berechnung der Strombrückenweiten. Wochenbl. f. Arch. u. Ing. 1883, S. 327—329 und 335—337.

Aus den an der vorgenannten Stelle gewonnenen Messungsergebnissen wurde bei einer mittleren Geschwindigkeit im freien Strome von $v = 1{,}65$ und einer mittleren Wassertiefe von 6 m der Koefficient A zu 8,44 ermittelt und hiernach folgende Tabelle, wobei eine gewisse geringste Weite einer Öffnung, hier etwa 20 m, vorausgesetzt wurde, berechnet:

Ausflufskoefficienten bei 1,65 m mittlerer Geschwindigkeit im freien Strome und 6 m mittlerer Wassertiefe.

Gesamtlichtweite der Brücke m	Anzahl der Öffnungen 1	2	3	4	5	6
20	0,75	—	—	—	—	—
25	0,80	—	—	—	—	—
37,5	0,86	0,73	—	—	—	—
50	0,90	0,80	—	—	—	—
75	0,93	0,86	0,80	—	—	—
100	0,95	0,90	0,85	—	—	—
150	0,96	0,93	0,90	0,86	—	—
200	0,97	0,95	0,92	0,90	0,87	—
250	0,98	0,96	0,94	0,92	0,90	0,87
300	—	0,96	0,95	0,93	0,92	0,90
400	—	0,97	0,96	0,95	0,94	0,92
500	—	—	0,97	0,96	0,95	0,94

Für den Fall, dafs die mittlere Geschwindigkeit, Wassertiefe bezw. auch die geringste Lichtweite von den vorgenannten Zahlen wesentlich abweichen, werden sich die Werte für A bezw. μ auch entsprechend ändern. Beispielsweise schätzt Sonne für einen Querschnitt, dessen mittlere Geschwindigkeit (im freien Strome) 0,8 m und dessen mittlere Wassertiefe 3,0 m beträgt, A zu 1,5 und berechnet hieraus die nachfolgende Tabelle:

Ausflufskoefficienten bei 0,8 m mittlerer Geschwindigkeit im freien Strome und 3 m mittlerer Wassertiefe.

Gesamtlichtweite der Brücke m	Anzahl der Öffnungen 1	2	3
7,5	0,75	—	—
15	0,87	—	—
20	0,90	—	—
25	0,92	—	—
37,5	0,95	0,90	—
50	0,96	0,92	—
75	0,97	0,95	0,92
100	0,97	0,96	0,95

Behufs Ermittelung der Werte des vorstehenden Koefficienten A ist untersucht, wie vor und nach Erbauung der Brücke die Gröfsen zweier Flächen ausfallen, welche einerseits von einer Horizontalen, deren Länge gleich der Lichtweite einer Öffnung, andererseits von den Kurven der mittleren Geschwindigkeit in den einzelnen Vertikalen (vergl. T. VII, F. 2) begrenzt werden. Weiter ist angenommen, dafs bei gleichen Öffnungsweiten allgemein

$$A = \beta \, . \, v t$$

(worin t = Wassertiefe) gesetzt werden könne und nach Mafsgabe obiger Zahlenwerte ist schätzungsweise ermittelt:

für $vt < 2{,}5$, $\beta =$ rund 0,62,
„ $vt < 5$, $\beta =$ „ 0,7,
„ $vt < 7{,}5$, $\beta =$ „ 0,78,
„ $vt < 10$, $\beta =$ „ 0,85.[3])

Es braucht kaum bemerkt zu werden, dafs eine einigermafsen zutreffende Bestimmung des Ausflufskoefficienten mit grofsen Schwierigkeiten verbunden ist, zumal derselbe auch durch den vor der Brücke entstehenden Stau beeinflufst wird. Ein bezügliches graphisches Verfahren, welches im Wochenbl. f. Arch. u. Ing. auf S. 335—337 mitgeteilt ist, dürfte bei weiterer Ausbildung wohl am besten zum Ziele führen.

§ 3. Ermittelung der Hochwassermenge. Die Ermittelung der Hochwassermenge kann auf verschiedenen Wegen erfolgen. In Betracht kommen:

a. Unmittelbare Messungen bei höheren Wasserständen, wozu indessen nicht immer Gelegenheit sein wird. Die verschiedenen für gegenwärtigen Zweck anwendbaren Mittel sind in Kap. II, § 21—23 besprochen.

b. Ermittelung der Hochwassermenge durch Berechnung aus Querschnitt und Gefälle. Hierüber ist Kap. II, § 23, 28, 29 zu vergleichen. Bezüglich eines hierhin gehörigen Beispiels sei verwiesen auf den Aufsatz: „Brücken- und Wasserbauten in Frankfurt a. M.“ Zeitschr. f. Bauk. 1879, S. 241.

Beide Arten stützen sich auf die Ermittelung der mittleren Profilgeschwindigkeit unter Benutzung eines oder mehrerer durch Messung bestimmter Querschnitte.

c. Ermittelung der Hochwassermengen aus den bei niedrigen und mittleren Wasserständen abfliefsenden Mengen. Dies Verfahren liefert zwar nur schätzungsweise richtige Ergebnisse, hat indessen vor dem unter a. erwähnten den Vorzug, dafs die erforderlichen Unterlagen zu jeder Zeit und mit der nötigen Genauigkeit zu beschaffen sind. Falls nur eine genügende Anzahl von Messungen bei niedrigen und mittleren Wasserständen vorhanden ist, sodafs hieraus die Form der Wassermengenkurve bestimmt werden kann, läfst sich auch für den höchsten Wasserstand die Durchflufsmenge mit genügender Genauigkeit schätzen. Querschnittsänderungen lassen sich — namentlich beim graphischen Verfahren — recht wohl berücksichtigen. Eingehendere Mitteilungen hierüber finden sich in Kap. II, S. 95. Für eine vorläufige Schätzung liefert auch der Satz einen Anhalt, dafs sich, — wenigstens bei Querschnitten mit senkrechten Wandungen — die Wassermengen nahezu verhalten, wie die Quadratwurzeln aus den 3ten Potenzen der Wassertiefen. Die Herleitung ergiebt sich leicht aus dem Vergleich der zugehörigen Geschwindigkeiten, vergl. hierzu Kap. II, S. 205.

d. Schätzung der Hoch- und Niedrig-Wassermengen aus dem Niederschlagsgebiete. Unter Umständen erscheint es von Wichtigkeit, die auf den vorbeschriebenen Wegen erlangten Zahlen über die abfliefsende Wassermenge noch auf andere Weise zu prüfen. Das Mittel liefert hierzu die Kenntnis der Niederschlagsmengen bezw. des Niederschlagsgebietes, welch letzteres aus vorhandenen, mit Schichtenplänen versehenen Karten oder mangels genauerer Karten, namentlich bei kleineren Wasserläufen, durch eine Begehung der Strecke ohne wesentliche Schwierigkeiten ermittelt werden kann. Bei kleineren Wasserläufen, namentlich solchen von stärkerem Gefälle, ist dies unter Umständen sogar das einzige Mittel, während eine unmittelbare Bestimmung der Wassermenge mittels eines der vorstehend erwähnten Verfahren unmöglich ist, teils,

[3]) Für die Werte des Ausflufskoefficienten vergl. auch Kap. III, S. 227.

weil die Bestimmung des Querschnittes sowie des relativen Gefälles nicht mit genügender Sicherheit vorgenommen werden kann, teils auch, weil die für grofse Flüsse aufgestellten Formeln auf unregelmäfsig ausgebildete Bäche und Flüsse mit starkem Gefälle nicht mehr folgerichtig anzuwenden sind. Die Bestimmung der Wassermenge kann eben hier, — falls eine solche nicht aus unmittelbaren Geschwindigkeitsmessungen an einer durch geschlossene Ufer begrenzten Stelle, womöglich der Brückenbaustelle selbst, vorgenommen werden kann, — nur mit Hilfe des letztgenannten Mittels, durch Schätzung des Niederschlagsgebietes erfolgen. Diese Art der Schätzung erscheint übrigens auch dann recht dienlich, wenn die Hochwassermengen eines oberhalb, oder auch eines oberhalb und unterhalb liegenden Querschnittes bekannt sind.[4]) Auch unter anderen Verhältnissen, z. B. falls sich ein gröfseres Sammelbecken oberhalb der Brückenbaustelle befindet, und falls es sich nur darum handelt, Grenzwerte für den Stau zu erhalten, wird dies Verfahren eine ausreichende Genauigkeit bieten.

Die für eine Quadrateinheit des Niederschlagsgebietes in Ansatz zu bringende Wassermenge ist abhängig:

1. von der Höhe der gröfsten Niederschläge,
2. von der Abgabe- und Aufnahmefähigkeit des Geländes durch Verdunstung und Einsickerung,
3. von der Zeitdauer des Zusammenströmens der im Wasserlauf thatsächlich zum Abflufs gelangenden Wassermengen, also wesentlich von der Ausbildung des Geländes.

Zu 1. vergl. die Angaben in § 5, 6 und 7 des I. Kapitels. Die unter 2. und 3. genannten Verhältnisse greifen zum Teil ineinander über. Rücksichtlich der Zeitdauer des Zusammenströmens des Wassers finden sich einige theoretische Betrachtungen, welche für kleine, regelmäfsig ausgebildete Hänge anwendbar sind, in nachstehendem Abschnitt B.

Im allgemeinen hängt die Gröfse der zum Abflufs gelangenden Niederschlagsmengen teils von klimatischen, teils von den Bodenverhältnissen, teils auch von der Geschwindigkeit des Abflusses ab. In Ermangelung genauerer Kenntnis kann man annehmen, dafs in gebirgigem Terrain bei Alluvial- und Diluvialboden 40 bis 50%, bei nacktem Felsboden etwa 80 bis 90% der Regenmenge zum Abflufs gelangen. Bei starker Bewaldung des in Betracht kommenden Niederschlagsgebietes wird man etwa 10% von den vorgenannten Zahlen noch in Abzug zu bringen haben. — Im Flachlande fallen diese Zahlen indessen wesentlich geringer aus und werden sich selten über die Hälfte der vorgenannten erheben.

Leider sind die Beobachtungen, die auf diesem, wie auf vielen anderen Gebieten der Hydrometrie angestellt sind, noch so unzureichend, dafs sich sichere Schlüsse bislang aus denselben nicht ziehen lassen. Nach den von Lahmeyer (vergl. Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1859, S. 229), sowie von Hagen angestellten Beobachtungen kann man folgende ungefähre Angaben machen; es beträgt:

Für Flüsse	die Abflufsmenge für ein Quadratkilometer des Niederschlagsgebiets und i. d. Sekunde höchstens	mindestens
in stark gebirgigen Gegenden . . .	0,3—0,45	0,003
in bergigen Gegenden	0,2—0,25	0,002
im Hügellande	0,15—0,17	0,002
im Flachlande	0,10—0,12	0,002

[4]) Vergl. Civ.-Ing. 1866, S. 426.

Vorstehende Zahlen beziehen sich auf mäfsig bewaldete und aufnahmefähige Gelände; bei wenig bewaldetem, nacktem Felsboden sind dieselben, wie vorhin angegeben, entsprechend zu erhöhen.

Über die mittleren Jahresabflufsmengen im Verhältnis zu den gesamten Jahresniederschlägen liegen ebensowenig genügende Erfahrungen vor; hierüber ist § 8 des II. Kapitels zu vergleichen.

0,15 cbm Abflufsmenge von einem Quadratkilometer werden im Alluvial- und Diluvial-Gebiet nach Obigem etwa einer Niederschlagsmenge von $\frac{0{,}15}{0{,}50} = 0{,}30$ cbm entsprechen. Da die Aufnahmefähigkeit des Bodens auch bei starkem Regen während der ersten Stunden noch eine bedeutende zu sein pflegt, kann erst nach einer gewissen Regendauer der Ablauf des nicht aufgesogenen Wassers in den vorangegebenen gröfsten Mengen erfolgen.

Vorstehende Regenmenge von 0,30 cbm i. d. Sekunde würde einer 12stündigen über das ganze Gebiet gleichmäfsig verteilten Regenhöhe von $\frac{12 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 0{,}30}{1\,000\,000} = 0{,}01296$ m, also von rund 13 cm entsprechen.[5])

Nach Franzius (s. Kap. II, S. 84) schwanken die auf das Quadratkilometer des Niederschlagsgebietes zurückgeführten Hochwasser-Abflufsmengen der deutschen Flüsse zwischen weiteren Grenzen, als die vorhin angegebenen sind, und steigen bis auf 0,6 cbm i. d. Sekunde, während die bei nicht dauernd fliefsenden Wasserläufen vorkommenden Hochwassermengen vergleichsweise nicht selten noch viel gröfser ausfallen, vergl. § 8 u. 9 dieses Kapitels. Angaben über die Hochwasser, welche verschiedene deutsche und ausländische Flüsse aufweisen, findet man in Kap. II, S. 95.

§ 4. Aufstau. Herleitung der bezüglichen Formeln. Nur in seltenen Fällen wird man einem Strome an der Brückenbaustelle einen solchen Querschnitt belassen können, dafs der Durchflufs des Wassers mit unverstärkter, also mit derjenigen Geschwindigkeit stattfindet, wie solche einer durchaus regelmäfsig ausgebildeten, der Brückenbaustelle benachbarten Stromstrecke, bezw. dem ehemaligen, nicht überbauten Querschnitt selbst entspricht. Namentlich trifft dies bei solchen Wasserläufen zu, die von regelmäfsig ausgebildeten, festen Ufern umschlossen sind, und gleichzeitig die Anordnung mehrerer Öffnungen, also den Einbau von Strompfeilern bedingen. In der Regel wird das Wasser bei seinem Durchgang durch die Brücke einen kleineren Querschnitt vorfinden und dementsprechend hieselbst eine gröfsere Geschwindigkeit annehmen. Letztere wird ermöglicht durch Vermehrung der Druckhöhe innerhalb der Brücke, d. i. durch einen dicht oberhalb des verengten Querschnittes erzeugten Aufstau. Man hat hierbei nur darauf zu achten, dafs einesteils die Geschwindigkeit des Wassers nicht die für die Sicherheit der Pfeilerfundamente, sowie die Beschaffenheit der Sohle zulässigen Grenzen übersteige, und andererseits, dafs der aus dem Aufstau erzeugte Rückstau nicht für die oberhalb der Brücke belegenen Gelände, Dämme u. s. w. schädlich werde. Die zulässigen Grenzen des Aufstaues sind von manchen Verhältnissen abhängig und werden bald enger, bald weiter liegen. Es wird zum Beispiel der zulässige Stau einer Brücke über eine eingedeichte Niederung oder ein von gewerblichen mittels Wasserkraft betriebenen Anlagen besetztes Thal wesentlich geringer anzunehmen sein, als in einem von steilen Höhen umgrenzten Waldthale, wo Landwirtschaft und Industrie keinerlei Rücksichtnahme bedingen.

[5]) Zur angenäherten Bestimmung der Wassermenge, welche kleinere Nebenflüsse bei ihren stärksten Ergiefsungen führen, soll man auch die mittlere Wassermenge in den Wintermonaten benutzen können, nach einer von Blohm aufgestellten Betrachtung. Vergl. hierzu v. Kaven. „Der Wegebau“. 2. Aufl. 1870, S. 488—489. — Ebendaselbst findet sich auch auf S. 489—490 eine Mitteilung über „die Schätzung der Wassermengen aus der Vergleichung der Niederschlagsgebiete“. Bei dem überwiegend empirischen Charakter dieser Betrachtungen können dieselben indessen, mangels genügender Erfahrungsgrundlagen, keinen Anspruch auf allgemeine Verwendbarkeit machen.

1. Bezeichnet in Fig. 1

h die Stauhöhe,

v die mittlere Geschwindigkeit des ankommenden Wassers vor der Brücke im gestauten Querschnitt,

b die gesamte Lichtweite innerhalb der Brücke,

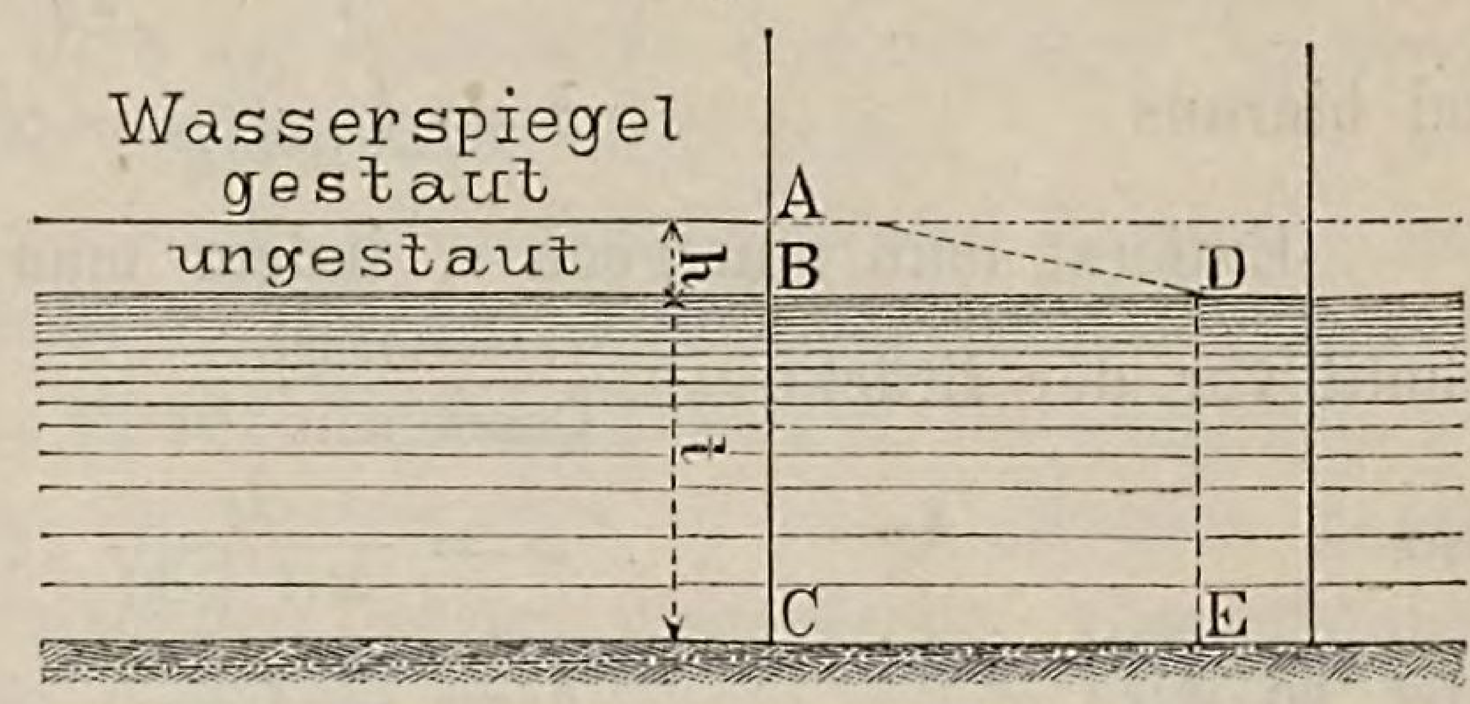
B die Flufsbreite oberhalb der Brücke,

t die Flufstiefe des ungestauten Wasserspiegels,

g die Beschleunigung der Schwere,

μ den Kontraktions- bezw. Ausflufskoefficienten,

Fig. 1.



so kann man, nach Analogie der für unvollkommene Überfälle üblichen Formeln, die durch den oberen Teil des angestauten Querschnitts AB abfliefsende Wassermenge setzen zu:

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu . b\sqrt{2g}\left[\left(h + \frac{v^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{v^2}{2g}\right)^{3/2}\right], \quad \ldots \ldots \ldots \quad 2.$$

ferner die durch den unteren Teil BC desselben Profils abfliefsende Wassermenge:

$$Q_2 = \mu . b . t\left[2g\left(h + \frac{v^2}{2g}\right)\right]^{1/2} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 3.$$

Somit beträgt die gesamte, den Brückenquerschnitt ABC durchfliefsende Wassermenge $Q = Q_1 + Q_2$

$$Q = \mu b\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\left[\left(h + \frac{v^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{v^2}{2g}\right)^{3/2}\right] + t\left(h + \frac{v^2}{2g}\right)^{1/2}\right\} \quad \ldots \ldots \quad 4.$$

oder, wenn $\frac{v^2}{2g} = k$ gesetzt wird,

$$Q = \mu b\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\left[\left(h + k\right)^{3/2} - k^{3/2}\right] + t\sqrt{h + k}\right\} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 5.$$

Diese Formel, welche sich aus der in Kap. III, § 3 für die Berechnung der Stauhöhen bei Grundwehren entwickelten allgemeinen Formel 8 durch Gleichsetzung der Erfahrungswerte μ_1 und μ_2 ergiebt, ist als die sicherste Grundlage für die Berechnung der Stauhöhe bei Brückenpfeilern anzusehen. Durch die an genannter Stelle angegebene Vereinfachung erhält man die Näherungsformel

$$Q = \mu b\sqrt{2g(h + k)} . \left(\frac{2}{3}h + t\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 6.$$

und daraus durch Umformung die Gleichung

$$h^3 + h^2(k + 3t) + h\left(3tk + \frac{9}{4}t^2\right) - \frac{9}{8}\left(\frac{Q^2}{\mu^2 b^2 g} - 2t^2 k\right) = 0 \quad \ldots \quad 7.$$

Sofern k bekannt ist, läfst sich h aus Gleichung 7 als Unbekannte 3. Grades unmittelbar berechnen. Da sich jedoch die Geschwindigkeitshöhe k mit der Stauhöhe h ändert, bleibt man auch bei Anwendung der Näherungsformel 6 auf mehrfache Versuchsrechnungen angewiesen, weshalb die genauere Formel 5 den Vorzug verdient. Dasselbe gilt von der Näherungsformel

$$Q = \mu b\sqrt{2g(h + k)} . (h + t) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 8.$$

und der daraus abgeleiteten Näherungsgleichung

$$h^3 + (2t + k)h^2 + (t^2 + 2tk)h + t^2 k - \frac{Q^2}{2g\mu^2 b^2} = 0, \quad \ldots \ldots \quad 9.$$

welche im allgemeinen die Stauhöhe h etwas kleiner als Gleichung 7 ergiebt.[6])

[6]) Vgl. auch: Mehmke. Einfache Formel für den durch Brückenpfeiler verursachten Stau. Civiling. 1889, S. 623.

2. Auf andere Weise erhält man einen Ausdruck für die Stauhöhe h, wenn man in Gleichung 4 das erste Glied innerhalb der grofsen Klammer vernachlässigt. Alsdann wird aus Gleichung 4:

$$Q = \mu b . \sqrt{2g} . t . \sqrt{h + \frac{v^2}{2g}} = \mu . b . t . \sqrt{2gh + v^2} \quad \ldots \ldots \quad 10.$$

und hieraus
$$h = \left(\frac{Q^2}{\mu^2 b^2 t^2} - v^2\right) \frac{1}{2g} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 11.$$

Entfernt man nun noch v, indem man die Geschwindigkeit im gestauten Querschnitt vor der Brücke $= \frac{\text{Wassermenge}}{\text{Querschnitt}}$,

also
$$v = \frac{Q}{B(t + h)} \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 12.$$

setzt, so wird
$$h = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\mu^2 b^2 t^2} - \frac{1}{B^2 (t + h)^2}\right) \quad \ldots \ldots \ldots \quad 13.$$

In dieser Gleichung ist h zwar auf der rechten Seite noch im Nenner enthalten, indessen ist dieselbe mittels des Näherungsverfahrens gleichwohl löslich, indem bei der ersten Rechnung h im Nenner vernachlässigt und demnächst, bei der zweiten Rechnung, der in der ersten Rechnung für h erhaltene Wert in die Klammer eingesetzt wird.

Einen Ausdruck für die Stauhöhe h, welcher noch einfacher ist, als Gleichung 13, erhält man aus Gleichung 11 durch Elimination des Quotienten $\frac{Q^2}{\mu^2 . b^2 . t^2}$. Offenbar stellt der Ausdruck $\mu . b . t$, nach Mafsgabe der eingangs dieses Paragraphen angenommenen Bezeichnungen, den durch Kontraktion verengten Brückenquerschnitt im ungestauten Wasser dar. Es ist danach:

$$\frac{Q}{\mu . b . t} = v_1 , \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 14.$$

d. h. gleich der innerhalb des verengten Brückenquerschnittes stattfindenden mittleren Geschwindigkeit. Somit wird Gleichung 11:

$$h = \left(\frac{Q^2}{\mu^2 b^2 t^2} - v^2\right) \frac{1}{2g} = (v_1^2 - v^2) \frac{1}{2g} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 15.$$

Hiernach ist also die Stauhöhe gleich der Differenz der hydraulischen Druckhöhen, welche der innerhalb der Brücke im normalen Wasserspiegel stattfindenden gröfsten, bezw. der im uneingeschränkten, oberhalb der Brücke belegenen, angestauten Wasserspiegel stattfindenden kleinsten Geschwindigkeit entspricht.

Die Herleitung dieser Formel kann auch unmittelbar aus der bekannten, für die ungleichmäfsige Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen giltigen Gleichung[7])

$$\frac{v_1^2 - v^2}{2g} = h - \int_0^1 \frac{p}{F} (c t v + B v^2) \, dl \quad \ldots \ldots \ldots \quad 16.$$

erfolgen, indem man, wegen der kurzen in Betracht kommenden Strecke, den durch das Integral charakterisierten Widerstand des Flufsbettes vernachlässigt. Letztere Formel wird namentlich von französischen Hydrotechnikern, u. a. von Belanger[8]), d'Aubuisson[9]) und Bresse[10]), ferner auch von Grashof zur Berechnung von Stauhöhen benutzt.

Ist auf eine der vorstehenden Weisen die Stauhöhe h gefunden, so ermittelt man die gröfste innerhalb der Brücke, in Profil DE stattfindende mittlere Geschwindigkeit

[7]) Vergl. Rühlmann. Hydromechanik 1880, § 123, S. 396, sowie § 153, S. 470.

[8]) Belanger. Essai etc., No. 57.

[9]) Traité d'hydraulique, § 172.

[10]) Cours de mécanique appliquée, 2. partie. Hydraulique. Paris 1860.

aus $v_1 = \frac{Q}{\mu b t}$. Die mittlere Geschwindigkeit betrug vor Erbauung der Brücke $v = \frac{Q}{Bt}$;
es ist danach $v_1 = \frac{vB}{\mu . b}$ 17.

Die Geschwindigkeiten verhalten sich also umgekehrt proportional den wirksamen Breiten, hierbei allerdings vorausgesetzt, daſs der ungestaute Wasserspiegel innerhalb der Brücke nach erfolgtem Brückenbau sich gegen früher nicht ändert.

Da in der Nähe der Pfeiler eine Anstauung in vermehrter Weise stattfindet, und da sich hier erfahrungsgemäſs dementsprechend die Geschwindigkeit des Stromes gegen die Rechnung noch erhöht, so wird man, nicht minder in Rücksicht auf die Sicherheit der Pfeilergründung, wie auch zur Vermeidung von Änderungen in der Fluſssohle, darauf zu achten haben, daſs dieselbe nicht die zulässigen Grenzen überschreite. Eine etwaige, nicht beabsichtigte Vertiefung der Fluſssohle innerhalb der Brücke würde zunächst eine weitere Senkung des Wasserspiegels daselbst zur Folge haben, und zufolge der letzteren würde sich auch die Stauhöhe vergröſsern. Abgesehen davon, daſs für die unterhalb der Brücke belegene Fluſsstrecke hierdurch an relativem Gefälle verloren geht und dieses zum Teil an der Brücke verzehrt wird, würde auch eine weitere Erhöhung der Geschwindigkeit innerhalb der Brücke und zufolge dessen eine weitere Auswaschung der Fluſssohle ebendaselbst sich notwendig ergeben müssen, vorausgesetzt, daſs sich dieser weitere Unterschied nicht in der oberen Fluſsstrecke allmählich ausspiegelt.

§ 5. Brückenlichtweite bei einfach gestalteten Fluſsquerschnitten. In den meisten praktischen Fällen pflegen — wenigstens bei gröſseren Flüssen — durch Verkehrsrücksichten (Schiffs- und Floſsabmessungen), oder auch durch Kostenrücksichten gewisse Anhalte für die Lichtöffnungen bereits gegeben zu sein. In diesem Falle ermittelt man, falls die anderen Faktoren: Wassermenge, Querschnitt des Flusses u. s. w. bekannt sind und falls eine Einschränkung des Stromprofils eintreten soll, nach einer der vorstehenden Formeln zunächst die Stauhöhe und sodann die innerhalb der Brücke stattfindende Geschwindigkeit. Sollte indessen eine thunlichste Einschränkung der lichten Brückenöffnung geboten sein, also der umgekehrte Rechnungsweg betreten werden müssen, so würde man die höchstens erlaubte Stauhöhe h etwa in Formel 4 einsetzen und hieraus die erforderliche geringste Breite b ebenso leicht berechnen. Zu beachten bleibt hierbei übrigens, daſs die Stauhöhe nicht allein mit Rücksicht auf die oberhalb liegenden, im Rückstau befindlichen Gelände, sondern auch mit Rücksicht auf die sich aus der Stauhöhe ergebende Vermehrung der Geschwindigkeit innerhalb der Brücke von vornherein festgestellt werde, was mittels der Formel 15 leicht geschehen kann. Es würde in selbige alsdann für v_1 die gröſste zulässige Geschwindigkeit zu setzen sein.

a. Beispiel zur Berechnung der Stauhöhe bei gegebener Weite der Öffnungen.

Ein von Ufermauern umschlossener Strom führe bei Hochwasser $Q = 3000$ cbm, der uneingeschränkte Querschnitt habe $B = 220$ m Breite und eine mittlere Tiefe von $t = 4{,}0$ m, nach Abzug der Zwischenpfeiler und der Vorsprünge der Landpfeiler betrage das Lichtmaſs der Brücke $b = 200$ m; der Ausfluſskoefficient μ sei $= 0{,}9$. Wie hoch wird sich der Aufstau h ergeben?

Nach Formel 13 wird, wenn der im Nenner rechts enthaltene Wert für h vorläufig gleich Null gesetzt wird:

$$h_1 = \frac{3000^2}{2 . 9{,}81}\left(\frac{1}{(0{,}9 . 200 . 4)^2} - \frac{1}{(220 . 4)^2}\right),$$
$$h_1 = 0{,}29 \text{ m}.$$

Setzt man diesen für h gefundenen ersten Annäherungswert in 13 ein, so ergiebt sich als zweiter Annäherungswert:

$$h_2 = \frac{3000^2}{2 . 9{,}81}\left(\frac{1}{(0{,}9 . 200 . 4)^2} - \frac{1}{(220 . 4{,}29)^2}\right),$$
$$h_2 = 0{,}36 \text{ m}.$$

Durch Fortsetzung dieses Verfahrens wird man weitere Annäherungswerte finden, die indessen, wie sich aus dem Gang der Herleitung der Formel ergiebt, sämtlich etwas zu grofs ausfallen müssen. Vergleicht man beispielsweise den aus Formel 4 für Q sich ergebenden Wert mit der gegebenen Zahl $Q = 3000$ **cbm**, so wird sich dies ohne weiteres ergeben. — Versuchshalber werde $h = 0{,}30$ **m** in Formel 4 eingesetzt. Man erhält alsdann, da $v = \frac{3000}{220\,(4 + 0{,}30)} = 3{,}17\,\text{m}$:

$$Q = 0{,}9 \,.\, 200 \,.\, \sqrt{9{,}81 \,.\, 2}\left\{\frac{2}{3}\left[\left(0{,}30 + \frac{3{,}17^2}{2\,.\,9{,}81}\right)^{3/2} - \left(\frac{3{,}17^2}{2\,.\,9{,}81}\right)^{3/2}\right] + 4\left(0{,}30 + \frac{3{,}17^2}{2\,.\,9{,}81}\right)^{1/2}\right\},$$

$$Q = 800\,(0{,}25 + 4 \,.\, 0{,}9) = 3080 \text{ cbm}.$$

Dieser Wert ist etwas zu grofs; durch Wiederholung der Rechnung erhält man $h = 0{,}26$ **m**.

Des Vergleiches halber sei der Wert $h = 0{,}30$ **m** auch noch in Gleichung 7 eingesetzt. Es ergiebt sich, da $h = \frac{v^2}{2g} = \frac{3{,}17^2}{2\,.\,9{,}81} = 0{,}51$ **m**:

$$0{,}3^3 + 0{,}3^2\,(0{,}51 + 3 \,.\, 4) + 0{,}3\left(3 \,.\, 4 \,.\, 0{,}51 + \frac{9}{4} \,.\, 16\right) - \frac{9}{8}\left(\frac{3000^2}{0{,}9^2 \,.\, 200^2 \,.\, 9{,}81} - 2 \,.\, 4^2 \,.\, 0{,}51\right) = 0,$$

$$0{,}02 = 0.$$

Das Ergebnis dürfte befriedigen.

Setzt man des weiteren Vergleiches halber nun noch den Wert $h = 0{,}30$ in die Formel 9 ein, so ergiebt sich:

$$0{,}3^3 + 0{,}3^2\,(0{,}51 + 2 \,.\, 4) + 0{,}3\,(2 \,.\, 4 \,.\, 0{,}51 + 16) - \left(\frac{3000^2}{0{,}9^2 \,.\, 200^2 \,.\, 2 \,.\, 9{,}81} - 4^2 \,.\, 0{,}51\right) = 0,$$

$$0{,}817 = 0.$$

Nun werde $h = 0{,}29$ angenommen. Die Zahlengleichung lautet alsdann:

$$0{,}29^3 + 0{,}29^2\,(0{,}51 + 2 \,.\, 4) + 0{,}29\,(2 \,.\, 4 \,.\, 0{,}51 + 16) - \left(\frac{3000^2}{0{,}9^2 \,.\, 200^2 \,.\, 2 \,.\, 9{,}81} - 4^2 \,.\, 0{,}51\right) = 0,$$

$$0{,}552 = 0.$$

Für $h = 0{,}27$ ergiebt sich schliefslich:

$$0{,}27^3 + 0{,}27^2\,(0{,}51 + 2 \,.\, 4) + 0{,}27\,(2 \,.\, 4 \,.\, 0{,}51 + 16) - \left(\frac{3000^2}{0{,}9^2 \,.\, 200^2 \,.\, 2 \,.\, 9{,}81} - 4^2 \,.\, 0{,}51\right) = 0,$$

$$0{,}063 = 0.$$

Letzteres Ergebnis dürfte genügen.

Nach Formel 9 ergeben sich danach etwas kleinere Werte als nach Formel 7.

Nach Formel 15 würde man erhalten, da nach Obigem:

$$v = \frac{3000}{(4 + 0{,}30)\,220} = 3{,}17 \text{ m} \quad \text{und} \quad v_1 = \frac{3000}{0{,}9 \,.\, 4 \,.\, 200} = 4{,}17 \text{ m},$$

$$h = \frac{4{,}17^2 - 3{,}17^2}{2 \,.\, 9{,}81} = 0{,}37 \text{ m}.$$

Diese Formel liefert, wie aus der Herleitung derselben ersichtlich, in der Regel zu grofse Werte und dürfte sich daher die Benutzung derselben, — auch abgesehen davon, dafs sich der Wert v nicht sofort bestimmen, vielmehr nur durch Versuche näherungsweise festsetzen läfst, — im allgemeinen nicht empfehlen.

Bei Befolgung des in Kap. III, § 3 angegebenen Verfahrens erhält man aus der dortigen Formel 21 den Näherungswert $h_1 = 0{,}29$ **m** und sodann nach dortiger Formel 20 den genauen Wert $h = 0{,}26$ **m**.

Es sei übrigens ausdrücklich bemerkt, dafs der Wert B (Flufsbreite oberhalb der Brücke) nicht viel gröfser als b + den Pfeiler- und Widerlagsstärken gewählt werden — also nicht die Länge der etwa in das Flufsbett geschütteten Zufahrtsrampen mit einschliefsen darf, — da sich an letzterer Stelle, also in der Nähe der Ufer, totes Wasser befindet.

b. Beispiel zur Bestimmung der Öffnungsweiten bei gegebener Stauhöhe, bezw. gegebener gröfster Durchflufsgeschwindigkeit innerhalb der Brückenöffnungen.

Ein von Ufermauern umschlossener Flufs führe bei $B = 50$ **m** Breite und $t = 3{,}2$ **m** Wassertiefe bei Hochwasser $Q = 400$ **cbm**. Die erlaubte gröfste Durchflufsgeschwindigkeit innerhalb der Brückenöffnungen werde zu $v_1 = 3{,}2$ **m** festgesetzt. Der Ausflufskoefficient betrage wie vorhin $\mu = 0{,}9$.

Wie grofs ist die geringste Lichtweite der Öffnungen zu wählen?

Nach Formel 15 wird einer Geschwindigkeitszunahme von 2,5 **m** auf 3,2 **m** die Stauhöhe

$$h = (3{,}2^2 - 2{,}5^2)\,\frac{1}{2 \,.\, 9{,}81} = 0{,}2 \text{ m}$$

entsprechen. Die fehlenden Angaben ergänzen sich nun wie folgt:

Der Querschnitt des Flusses im gestauten Wasserspiegel vor der Brücke beträgt:

$$F = 50 \,.\, (3{,}2 + 0{,}2) = 170 \text{ qm}.$$

Die mittlere Geschwindigkeit ebendaselbst:

$$v = \frac{400}{120} = 2{,}35 \text{ m.}$$

Die hydraulische Druckhöhe:

$$\frac{v^2}{2g} = k = \frac{2{,}35^2}{2 \,.\, 9{,}81} = 0{,}28 \text{ m.}$$

Nun ergiebt sich die erforderliche Durchflufsweite aus der Formel 4, nach Einsetzung der betreffenden Zahlenwerte, zu:

$$b = \frac{400}{0{,}9 \,.\, \sqrt{2 \,.\, 9{,}81}\left[\frac{2}{3}\left(\sqrt{(0{,}2 + 0{,}28)^3} - \sqrt{0{,}28^3}\right) + 3{,}2\sqrt{0{,}2 + 0{,}28}\right]}$$

oder: $b = 42{,}8$ m.

Bezüglich der Herleitung weiterer Formeln zur Berechnung der Stauhöhe nach Dubuat[11]), Eytelwein[12]) und Grashof[13]), ferner der Aufstellung einer Formel für den verwandten Fall einer Verengung des Flufsbettes durch Buhnen nach Weisbach[14]), sowie bezüglich der Beurteilung des praktischen Wertes der bis jetzt aufgestellten Formeln nach den hydrometrischen Messungen von Funk[15]) an der Weserbrücke zu Minden vergl. Rühlmann. „Hydromechanik.“ II. Aufl. 1880, § 153, S. 469 ff. — Für die theoretische Bestimmung der Stauweite ist auf Rühlmann. „Hydromechanik.“ II. Aufl. §§ 155—159, S. 476 ff. und auf die ausführlichen Erörterungen über ungleichförmige Bewegung des Wassers und Staukurven in § 4 des III. Kapitels dieses Handbuchs zu verweisen.

§ 6. Brückenlichtweite bei zusammengesetzten Querschnitten. Bei den meisten gröfseren Flüssen unterscheidet man einen für die Abführung des Mittelwassers dienenden eigentlichen Strom-Querschnitt, sowie einen die Hochwasserabführung unterstützenden, ein- oder doppelseitig neben ersterem liegenden sogenannten Flut-Querschnitt. Es wird aber von örtlichen Verhältnissen: dem Unterschiede der Hoch- und Mittelwassermengen, der Beschaffenheit des Vorlandes, der natürlichen oder künstlichen Umdeichung u. s. w. abhängen, ob die Brücke aufser den eigentlichen Stromöffnungen noch Flutöffnungen zu erhalten hat. Die Höhe des in dem einen und anderen Falle sich ergebenden Aufstaues und die örtlichen Verhältnisse entscheiden hierüber. Im allgemeinen wird nicht allein mit Rücksicht auf den Eisgang, sondern auch auf die Wasserabführung eine zu starke Einschränkung des Querschnitts unzweckmäfsig sein, da auch der Ausflufskoefficient sich im Verhältnis der Querschnittsverengung verkleinert.

In theoretischer Beziehung verhalten sich die Flutöffnungen genau so wie die Stromöffnungen; nur sind dieselben in der Rechnung gesondert zu behandeln, da die Tiefe und hydraulische Druckhöhe, wie aus den entwickelten Formeln ersichtlich, bei der Berechnung der Stauhöhe, ebenso wie der Bestimmung der durchfliefsenden Wassermenge von wesentlichem Einflufs sind und beide für die Strom- und Flutöffnungen erheblich voneinander abweichen. Auch der Ausflufskoefficient wird für beide nicht gleich grofs angenommen werden können, vielmehr wird sich derselbe für die Flutöffnungen im allgemeinen ungünstiger gestalten, weil man denselben kleinere Lichtweiten zu geben pflegt.

Wenn die Gröfse der Stromöffnungen und der höchstens zulässige Stau gegeben sind, so berechnet man nach Formel 4 das für die Hauptöffnungen sich ergebende Q.

11) Principes. No. 158.

12) Hydraulik. § 142.

13) Theoretische Maschinenlehre, I. Bd., S. 753.

14) Siehe Hülse's Maschinen-Encyklopädie, S. 170 ff. „Bewegung des Wassers.“

15) Hydrotechnik. S. 131.

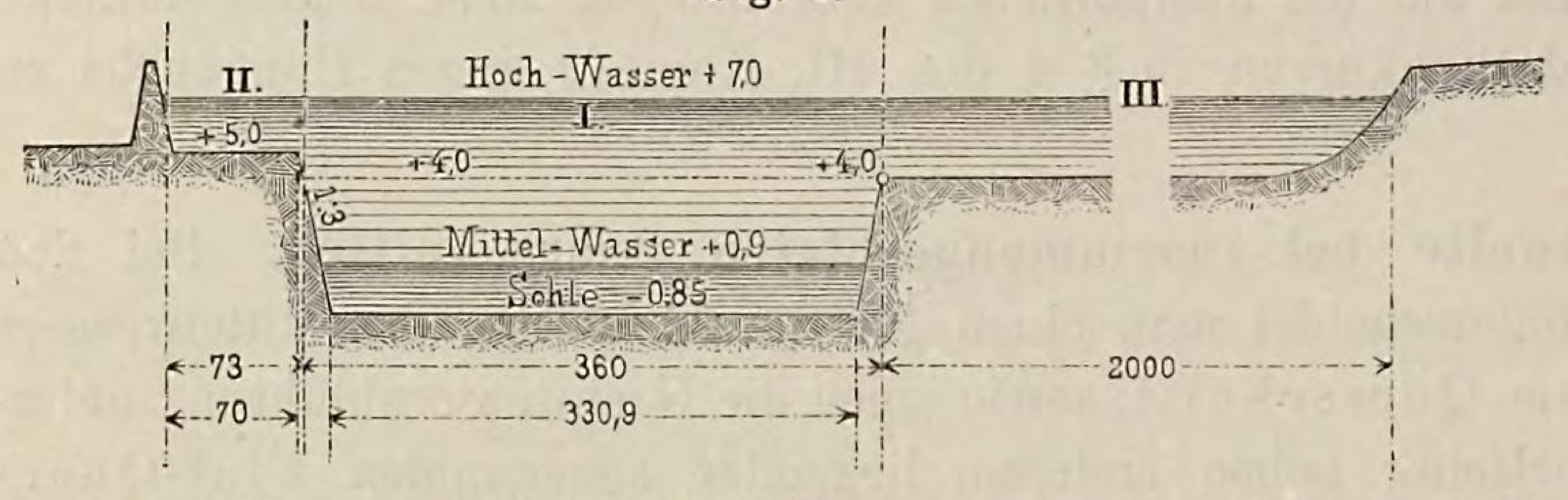
Der Unterschied zwischen diesem und der thatsächlich abzuführenden Wassermenge ist alsdann auf die Flutöffnungen zu verteilen. Mit Hilfe der vorhin genannten Formel läfst sich nächstdem aus der ermittelten Differenz die Gesamtlichtweite der Flutöffnungen bestimmen.

Die umgekehrte Aufgabe: für einen derartigen zusammengesetzten Querschnitt bei gegebener Lichtweite der einzelnen Teile den sich ergebenden Aufstau zu berechnen, läfst sich, da der Anteil der Flut- und Stromöffnungen an der Wasserabführung eine Funktion des Aufstaues, demnach also von Haus aus unbekannt ist, ungleich schwieriger und nur versuchsweise mit Hilfe der vorentwickelten Formeln lösen.

Die Wirkung der Flutöffnungen läfst sich durch Abgrabungen wesentlich erhöhen, namentlich wenn solche bei einer Brücke, welche in einer Stromkrümmung liegt, auf dem konkaven Ufer erfolgen. Es ist hierbei nur darauf zu achten, dafs dieselben örtlich nicht zu stark beschränkt, sondern in einer genügenden Strecke oberhalb und unterhalb der Brücke mit ausreichend flachen Ein- und Ausläufen ausgeführt werden.[16])

Beispiel. Ein Strom vom Querschnitt der Fig. 2 habe bei Hochwasser ein absolutes Längengefälle von 1 m auf 9000 m, also ein relatives von $\frac{1}{9000} = 0{,}000111$; die Sohle des einschliefslich der 3fachen Böschungen 360 m breiten eigentlichen Stromschlauchs liege an $-$ 0,85 m. Das von Deichen umschlossene, 70 m breite linksseitige Vorland liege an $+$ 5,0 m, das 2000 m breite rechtsseitige Vorland an $+$ 4,0 m. Die Hochwasser-Ordinate betrage $+$ 7,0 m.

Fig. 2.



1. Wie grofs ist die bei Hochwasser abzuführende Wassermenge?

Man zerlege das Querprofil in 3 Teile:

Stromschlauch I,
linksseitiges Flutprofil II,
rechtsseitiges Flutprofil III,

a. Stromschlauch I.

Querschnitt $F = 3 \,.\, 360 + \frac{360 + 330{,}9}{2} \,.\, 4{,}85 = 2755{,}43$ qm $=$ rund 2760 qm,

benetzter Umfang $p =$ (rund) $2 \,.\, 15{,}3 + 330{,}9 = 361{,}5$ m $=$ rund 362 m.

Die mittlere Geschwindigkeit beträgt alsdann: $v = c\sqrt{R \,.\, J}$, worin

$$R = \frac{F}{p} = \frac{2760}{362} = 7{,}64 \text{ m},$$

J (relatives Gefälle) $= 0{,}000111$ und

c nach Ganguillet und Kutter $= \dfrac{\alpha}{1 + \dfrac{\beta}{\sqrt{R}}}$.[17])

Nach der auf S. 345 mitgeteilten Tabelle beträgt für den Rauhigkeitsgrad

$n = 0{,}0250$ (Kanäle in Erde, sowie für Bäche und Flüsse),

und für $J = 0{,}000111$, $\alpha = 77{,}1$ und $\beta = 0{,}927$.

Mithin
$$c = \frac{77{,}1}{1 + \frac{0{,}927}{\sqrt{7{,}64}}} = 56{,}7,$$

$$v = 56{,}7 \,.\, \sqrt{7{,}64 \,.\, 0{,}000111} = 1{,}65 \text{ m}.$$

[16]) Bezüglich der Höhenlage der Sohle der Abgrabungen, die sich im allgemeinen nach praktischen Gesichtspunkten regelt, vergl. u. a. Civiling. 1866, S. 428—429.

[17]) Vergl. Kap. II, § 29, Formel 129, wonach $\alpha = 23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}$ und $\beta = \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right) n$ ist und n die Erfahrungszahl für verschiedene Rauhigkeitsgrade bezeichnet.

b. Linksseitiges Flutprofil II.

Querschnitt $F =$ rund $2 \,.\, 73 = 146$ qm,

benetzter Umfang $p =$ rund $73 + 3{,}3 = 76{,}3$ m,

$$R = \frac{F}{p} = \frac{146}{76{,}3} = 1{,}92 \text{ m},$$

$$J = 0{,}000111,$$

$$c = \frac{\alpha}{1 + \frac{\beta}{\sqrt{R}}},$$

worin für den Rauhigkeitskoefficienten $n = 0{,}03$ (Gewässer mit groben Geschieben und Wasserpflanzen) nach der vorhin bezeichneten Tabelle $\alpha = 70{,}4$ und $\beta = 1{,}113$.

Mithin
$$c = \frac{70{,}4}{1 + \frac{1{,}113}{\sqrt{1{,}92}}} = \text{rund } 39{,}0,$$

$$v = c\sqrt{RJ} = 39{,}0\sqrt{1{,}92 \,.\, 0{,}000111} = 0{,}57 \text{ m}.$$

c. Rechtsseitiges Flutprofil III.

Querschnitt $F = 2000 \,.\, 3 = 6000$ qm,

benetzter Umfang $p =$ rund 2000 m,

$$R = \frac{F}{p} = \frac{6000}{2000} = 3 \text{ m}.$$

$$c = \frac{\alpha}{1 + \frac{\beta}{\sqrt{R}}}, \text{ worin wie vorhin } \alpha = 70{,}4 \text{ und } \beta = 1{,}113.$$

Mithin
$$c = \frac{70{,}4}{1 + \frac{1{,}113}{\sqrt{3}}} = 42{,}5,$$

$$v = c\sqrt{RJ} = 42{,}5\sqrt{3 \,.\, 0{,}000111} = 0{,}776 \text{ m}.$$

Die gesamte Wassermenge, welche der Strom bei Hochwasser abführt, beträgt danach:

$$Q = \Sigma(F \,.\, v) = \underbrace{2760 \,.\, 1{,}65}_{= 4554} + \underbrace{146 \,.\, 0{,}57}_{= 83{,}22} + \underbrace{6000 \,.\, 0{,}776}_{= 4656}$$

$$= 9293{,}22 \text{ cbm oder rund } 9290 \text{ cbm}.$$

2. Wie grofs wird sich nun der Aufstau ergeben, wenn keine Flutöffnungen angeordnet werden sollen, sondern nur der eigentliche Stromschlauch, etwa in 4 Öffnungen zu je 94 m Lichtweite, überbrückt wird?

Man bestimmt den ersten Annäherungswert für den Aufstau h nach Formel 15:

$$h = (v_1^2 - v^2)\frac{1}{2g};$$

hierin ist, unter vorläufiger Vernachlässigung der durch den Aufstau bewirkten Vergröfserung des oberhalb der Brücke belegenen, unverengten Querschnittes, wenn F_1 den Querschnitt innerhalb der Brücke und F den Querschnitt oberhalb der Brücke bei ungestautem Wasserspiegel bezeichnet,

$$v = \frac{Q}{Bt} = \frac{Q}{F} \text{ und } v_1 = \frac{Q}{\mu \,.\, b\, t_1} = \frac{Q}{\mu \,.\, F_1},$$

mithin
$$h = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{\mu^2 \,.\, F_1^2} - \frac{1}{F^2}\right),$$

worin für das Brückenprofil $F_1 = 7{,}85 \,.\, 376 = 2951{,}6$ qm und der Ausflufskoefficient $\mu = 0{,}90$ gesetzt werden möge. Für das unverengte, ungestaute Profil oberhalb der Brücke ist nach Früherem:

$$F = 2760 + 146 + 6000 = 8906 \text{ qm}.$$

Mithin wird
$$h = \frac{9290^2}{2 \,.\, 9{,}81}\left(\frac{1}{0{,}9^2 \,.\, 2951{,}6^2} - \frac{1}{8906^2}\right) = \text{rund } 0{,}57 \text{ m}.$$

Setzt man nun diesen ersten Näherungswert in die Formel 7 oder 9 ein, so wird sich als zweiter Näherungswert etwa $h = 0{,}60$ m ergeben. Die Geschwindigkeit innerhalb der Brückenöffnung würde betragen
$$v_1 = \frac{Q}{\mu \,.\, F_1} = \frac{9290}{0{,}9 \,.\, 2951{,}6} = \text{rund } 3{,}5 \text{ m}.$$

Für den Fall einerseits, dafs der ermittelte Stau für den oberhalb belegenen Banndeich unzulässig, den Fall andererseits, dafs die letztberechnete Geschwindigkeit für die Beschaffenheit der Sohle und der Pfeilergründung zu grofs erscheint, müssen Flutöffnungen zur Abführung eines Teiles des Hochwassers geschaffen werden.

3. Der höchstens zulässige Stau werde zu 0,30 m festgesetzt. Wie grofs ist die Gesamtbreite der Flutöffnungen, welche wegen der geringen Breite des linksseitigen Vorlandes und der gröfseren rechtsseitig vorhandenen Tiefe nur auf dem rechtsseitigen Ufer angeordnet werden sollen, zu bemessen?

Die durch die vier mittleren Stromöffnungen abfliefsende Wassermenge ergiebt sich aus Formel 4 zu

$$Q_1 = 0{,}9 \cdot 4{,}94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81}\left\{\frac{2}{3}\left[\left(0{,}30 + \frac{v^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{v^2}{2g}\right)^{3/2}\right] + 7{,}85\left(0{,}30 + \frac{v^2}{2g}\right)^{1/2}\right\}.$$

Hierin berechnet sich v (die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers im gestauten Querschnitt), wenn man die im eigentlichen Stromschlauch vorhandene, vorberechnete Geschwindigkeit auch innerhalb der Stromöffnungen als vorhanden annimmt, wie folgt:

Der Querschnitt des Stromschlauchs war ermittelt zu	2760 qm
derselbe vergröfsert sich durch den angenommenen Aufstau von 0,30 m um 360 . 0,30 m = ...	108 qm
mithin beträgt das vergröfserte Profil . .	2868 qm.

Die durch den Stromschlauch bei Hochwasser abgeführte Wassermenge betrug nach Früherem 4554 cbm; mithin ergiebt sich die mittlere Geschwindigkeit im aufgestauten Querschnitt zu: $v = \frac{4554}{2868} =$ 1,60 m. Die Geschwindigkeitshöhe beträgt danach

$$k = \frac{v^2}{2g} = \frac{1{,}60^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}13 \text{ m}.$$

Setzt man nun diesen Wert in die vorhin aufgestellte Gleichung ein, so wird

$$Q_1 = 0{,}9 \cdot 4 \cdot 94 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81}\left\{\frac{2}{3}\left[(0{,}30 + 0{,}13)^{3/2} - 0{,}13^{3/2}\right] + 7{,}85\,(0{,}30 + 0{,}13)^{1/2}\right\}.$$

$$Q_1 = 7950 \text{ cbm}.$$

Für die Flutöffnungen verbleiben demnach abzuführen:

$$Q_2 = 9290 - 7950 = 1340 \text{ cbm}.$$

Setzt man diesen Wert in Gleichung 4 ein, so ergiebt sich, da $t = 3{,}0$[18]):

$$1340 = 0{,}9\, b \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81}\left\{\frac{2}{3}\left[\left(0{,}30 + \frac{v^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{v^2}{2g}\right)^{3/2}\right] + 3 \cdot \left(0{,}30 + \frac{v^2}{2g}\right)^{1/2}\right\}.$$

Hierin ermittelt sich $\frac{v^2}{2g}$, nach Mafsgabe des Vorstehenden, wie folgt:

$$v = \frac{4656}{(3 + 0{,}30)\,2000} = 0{,}7,$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{0{,}7^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}025.$$

Mithin $1340 = 0{,}9 \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81}\left\{\frac{2}{3}\left[(0{,}30 + 0{,}025)^{3/2} - 0{,}025^{3/2}\right] + 3\,(0{,}30 + 0{,}025)^{1/2}\right\}$

und hieraus $b = \frac{1340}{7{,}31} = 184$ m.

Man würde danach etwa 5 gewölbte Öffnungen à 18 m, 4 à 15 und 3 à 11⅓, mit im ganzen 184 m Lichtweite für die Flutöffnungen anordnen.

Die gröfste Geschwindigkeit innerhalb der Stromöffnungen wird nunmehr betragen

$$v_1 = \frac{7950}{0{,}9 \cdot 4 \cdot 94 \cdot 7{,}85} = \text{rund } 3{,}0 \text{ m}$$

und innerhalb der Flutöffnungen

$$v_1 = \frac{1340}{0{,}9 \cdot 1{,}84 \cdot 3} = 2{,}7 \text{ m}.$$

B. Durchflufsweite von kleineren Brücken und Durchlässen für nur zeitweise fliefsende Wasserläufe.

§ 7. Allgemeines. In nachstehendem Abschnitte sollen diejenigen Wasserläufe erörtert werden, für die sich keine sicheren Anhalte für den Umfang, sowie die Geschwindigkeit der abzuführenden Wassermenge u. s. w. gewinnen lassen. Es betrifft dies zunächst diejenigen, nur zeitweise mit Wasser bedeckten Niederungen, deren Wasser-

[18]) Der Ausflufskoefficient μ wurde hierselbst gleichfalls zu 0,9 angenommen. Im übrigen werde bemerkt, dafs derselbe, wie auch an früherer Stelle bereits erörtert, für die Flutöffnungen im allgemeinen ungünstiger als für die Stromöffnungen ausfallen wird.

abführung durch Chausseen oder Eisenbahndämme u. dergl. unterbrochen wird, und deren Speisung vorzugsweise unter dem Einflusse starker Regengüsse erfolgt. Aufser der Gröfse des Niederschlagsgebietes, dem der fragliche Wasserlauf zur Entwässerung dient, bilden die wirkliche Regenmenge und die Regenzeit, ferner die Form des Hanges, bezw. die sich hieraus ergebende, zum Abflufs gelangende Regenmenge, endlich die Sammlungsdauer und Abflufsgeschwindigkeit derselben die für die Bestimmung der Durchflufsweite wichtigsten Grundlagen. Dasselbe gilt von vielen Brücken für Wasserläufe in Gebirgen, deren Betten entweder zeitweilig ganz trocken sind (Wildbäche) oder in trockener Zeit nur geringe Wassermengen abführen (Gebirgsbäche).

Das Verfahren bei Bestimmung des Niederschlagsgebietes mufs hier als bekannt vorausgesetzt werden; für die Inhaltsermittelung der Fläche würde eine mit Höhenkurven versehene Karte im Mafsstab 1:100 000 allenfalls noch genügen; wenn eine mit Höhenkurven versehene Karte, z. B. bei generellen Eisenbahnvorarbeiten, nicht zur Verfügung steht, läfst sich, namentlich bei kleineren Flächen, die Bestimmung des Niederschlagsgebietes auch durch Begehung der Strecke und Einzeichnung der Scheitellinie in den betreffenden Lageplan schon genügend sicher vornehmen.

Bei grofsen Niederschlagsgebieten bleibt zu beachten, dafs die bei Bestimmung der Durchlafsweiten in Betracht zu ziehenden gröfsten Niederschlagsmengen, also Wolkenbrüche u. s. w. niemals die ganze Fläche zu treffen pflegen.

Ob unter Umständen eine von einem Bahn- oder Chausseedamm abgeschnittene Landfläche überhaupt die Anordnung eines eigenen Durchlasses bedingt, oder ob die Abführung des Wassers mittels Parallelgräben am Damm entlang bis zu dem benachbarten Durchlafs erfolgen kann, darüber hat der Vergleich des Höhenplanes (Längenprofiles) mit dem Lageplan in jedem besonderen Falle zu entscheiden.

Die Werte des Ausflufskoefficienten können bei den in Rede stehenden Bauwerken lediglich geschätzt werden. In den weiter unten (§ 8) besprochenen Fällen, welche Niederungen betreffen, ist jener Koefficient = 0,8 angenommen. Bei Wildbächen und Gebirgsbächen mufs derselbe erheblich geringer sein, — vermutlich eher kleiner als gröfser, denn 0,5 — weil hier die wirbelnden Bewegungen des Wassers und der Widerstand der Geschiebe einen namhaften Teil des Gefälles verzehren.

§ 8. Abfliefsende Regenmenge, Abflufsgeschwindigkeit und Sammlungsdauer. Ausführliche Angaben über beobachtete Regenhöhen und Regenzeiten sind in Kap. I, § 4 bis 7 mitgeteilt. Für vorliegenden Fall sind vorzugsweise die stärksten Regenfälle bei gleichzeitig kurzen Regenzeiten von Wichtigkeit; im allgemeinen werden erstere vergleichsweise um so geringer ausfallen, je länger die letzteren andauern.

Welcher Teil des gefallenen Regens hierbei zum Abflufs gelangt, hängt von dem Boden und den klimatischen Verhältnissen ab, gleichzeitig aber auch von der Dichtigkeit des Regens und der Abflufsgeschwindigkeit, da um so mehr Wasser versickert und verdunstet, je längere Zeit dasselbe zum Abflufs gebraucht. Hierüber wurde bereits in Abschnitt A., § 3 das Notwendigste bemerkt.

Die Abflufsgeschwindigkeit und Sammlungsdauer ist im wesentlichen abhängig:

1. von der Neigung des Geländes,
2. von der Bodenbeschaffenheit. — Das Wasser fliefst um so schneller ab, je geringer die Rauhigkeit und Aufnahmefähigkeit des Bodens, demzufolge schneller auf nackten, fels- oder thonartigen, als auf bewachsenen oder sandigen Schichten,

3. von der abzuführenden Menge selbst, insofern das Verhältnis zwischen Fläche und benetztem Umfange sich bei grofsen Wassermengen wesentlich günstiger als bei kleinen gestaltet.

Im allgemeinen wird daher die Geschwindigkeit in der Thalsohle, bei sonst gleichem Gefälle, gröfser sein als auf den Hängen.

Nach Winkler[19]) wurden bei der Generalinspektion der österreichischen Eisenbahnen für die Bestimmung der Lichtweiten der Durchlässe folgende Geschwindigkeiten angenommen:

bei einem Gefälle der Thalgerinne	die Geschwindigkeit zu
von mehr als 0,01	3,5 m
„ 0,010 bis 0,005	3,1 „
„ weniger als 0,005	2,1 „

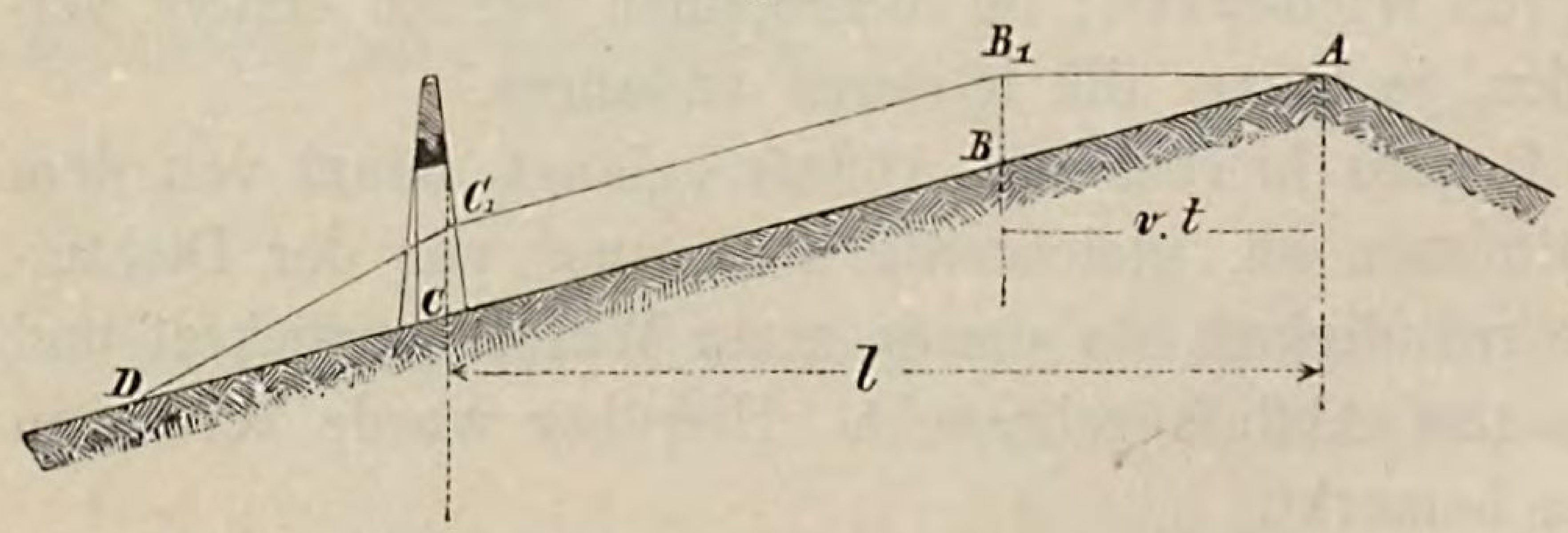
Eingehende Untersuchungen und theoretische Ermittelungen über den Einflufs der Form des Niederschlagsgebietes auf die abfliefsende Regenmenge, die Abflufsgeschwindigkeit und Sammlungsdauer sind u. a. namentlich von v. Kaven in dessen Werk über Wegebau[20]) angestellt worden. Da derartige Untersuchungen indessen immer eine regelmäfsige Gestaltung der Querschnitte und des Längenschnittes des Hanges voraussetzen müssen, solche aber in Wirklichkeit thatsächlich nie vorkommt, so können auch die Ergebnisse nicht ohne weiteres für die Ausführung benutzt werden.

Neuerdings hat Frühling Untersuchungen über die gröfste Abflufsmenge in Gebirgsthälern angestellt, s. Kap. V, S. 88 und folgende. Aus denselben sei hervorgehoben, dafs hier sekundliche Abflufsmengen von 2 cbm f. d. qkm keineswegs selten sind, dafs ausnahmsweise sogar erheblich stärkere Abflüsse vorkommen. Bei den Wildbächen der Schweiz schätzt man die gröfsten sekundlichen Abflufsmengen auf etwa 3 cbm f. d. qkm.

Für die Praxis mufs man — will man nicht einen der im nachfolgenden Paragraphen behandelten allgemeinen Fälle zu Grunde legen — in jedem gegebenen Falle besondere Beobachtungen und Schätzungen über die vorstehenden Punkte anstellen. Über die vermutliche Abflufs- und Durchflufsgeschwindigkeit lassen sich mit Hilfe der Formeln für die Bewegung des Wassers aus den durch Höhenaufnahmen ermittelten Gefällverhältnissen keine sicheren Anhalte gewinnen.

§ 9. Bestimmung der von Hängen und aus Niederungen in der Zeiteinheit zum Abflufs gelangenden gröfsten Wassermenge. Auf einen Hang AC von der Breite 1 und der wagrechten Länge l (Fig. 3), falle während der Zeit t ein Regen von der Höhe η in der Zeiteinheit, von der — nach Abzug der durch Einsickerung und Verdunstung verzehrten Menge — ein Teil von der Höhe h mit der Geschwindigkeit v zum Abflufs gelangen soll.

Fig. 3.



Es wird alsdann der abfliessende Bruchteil und die Verteilung desselben offenbar durch die Fläche $A\,B\,C\,D\,C_1\,B_1\,A$ der Fig. 3 graphisch dargestellt. Hierin entsprechen die Längen AB und CD dem Werte $v\,.\,t$, d. h. der Strecke des

[19]) Winkler. Vorträge über Brückenbau, gehalten an der k. k. technischen Hochschule in Wien. Brücken im allgemeinen, Steinkonstruktionen für hölzerne und eiserne Brücken. Wien 1875. Verlag der Lehrkanzel für Eisenbahn- und Brückenbau. S. 14.

[20]) v. Kaven. Vorträge über Ingenieur-Wissenschaften an der polytechnischen Schule in Aachen. Abt. I. Einleitung zum Wege- und Eisenbahnbau und Der Wegebau. 2. Aufl. Hannover 1870.

Weges, die von dem abfliefsenden Wasser während der Zeit t zurückgelegt wird. Die während der Zeit t auf die Fläche $ABCD$ gefallene, zum Abflufs gelangende Regenmenge beträgt:

$$Q = hlt \quad \ldots \quad 18.$$

Bezeichnet man den Querschnitt der Strecke BC mit F, so ist:

$$Q = hlt = F(l - vt) + 2 \cdot \frac{F.vt}{2} = Fl \quad \ldots \quad 19.$$

oder

$$F = (BB_1) = \frac{hlt}{l} = ht \quad \ldots \quad 20.$$

Die durch die Strecke BC i. d. Zeiteinheit fliefsende Wassermenge ist demnach

$$q = Fv = htv \quad \ldots \quad 21.$$

Ein bei C liegender Durchlafs würde also nach der Zeit t den Anteil $q = htv$ i. d. Zeiteinheit abzuführen haben. Da hierin t veränderlich, so wird die durch den Durchlafs abfliefsende Menge ihren Gröfstwert zu Schlufs des Regens erreichen. Bezeichnet t_1 diese Regendauer, so würde also

$$q_{max} = ht_1 . v \quad \ldots \quad 22.$$

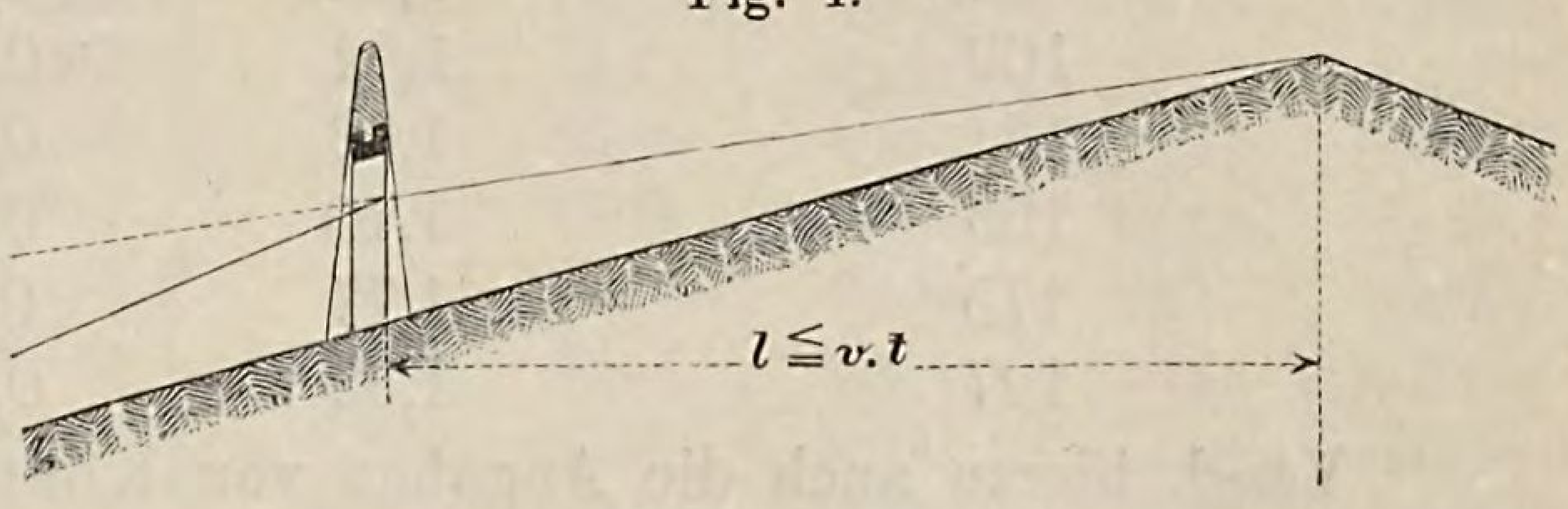
sein. Voraussetzung ist hierbei, dafs der Punkt B noch vor dem Durchlafs liege, dafs also $vt_1 < l$ oder $t_1 < \frac{l}{v}$.[21])

Tritt umgekehrt der Fall ein, dafs $vt_1 \geqq l$ oder $t_1 \geqq \frac{l}{v}$ ist (Fig. 4), so wird für den Scheitelpunkt:

$$q = hv . \frac{l}{v} = hl, \quad \ldots \quad 23.$$

d. h. die gesamte Wassermenge, welche in der Zeiteinheit gefallen ist, fliefst auch in der Zeiteinheit ab. Das Maximum tritt also allgemein von dem Zeitpunkt an ein, wo der erste Tropfen vom Punkt A bis an den Durchlafs gelangt ist. Wenn auch bei diesem Zeitpunkt der Regen noch andauert, so hat doch der Durchflufs sein Maximum erreicht und ist alsdann nicht mehr steigerungsfähig.

Fig. 4.



Allgemein läfst sich demnach so folgern: So lange der von einem Regentropfen während der gesamten Regendauer zurückgelegte Weg kleiner als die vom Regen getroffene Thallänge ist, ist die gröfste abzuführende Wassermenge eine Funktion der Regenzeit, — sobald indessen der zurückgelegte Weg gröfser als die letztere Strecke ist, wird der Gröfstwert des abzuführenden Wassers gleich dem in der Zeiteinheit fallenden gesamten Niederschlage.

Der in Formel 23 ermittelte Wert läfst sich auch, wie folgt, umschreiben:

Bezeichnet $H = ht$ die gesamte Niederschlagshöhe, und setzt man die Regendauer $t = \frac{T}{n}$, d. i. gleich einem gewissen Teile — etwa gleich der Hälfte — derjenigen Zeitdauer, innerhalb welcher das betreffende Thal oder die Niederung überhaupt entwässert, so wird, führt man noch für l, welches die Fläche des Thales bei der Breite $= 1$ bezeichnete, den Ausdruck A ein:

$$q = \frac{AH}{\frac{T}{n}} \quad \ldots \quad 24.$$

[21]) v. Kaven bezeichnet in seinen Vorträgen über Wegebau die Strecke $vt = L_n$, d. h. diejenige Länge des Hanges, welche bei einem Regen von der Zeit t gerade einen Scheitel ergeben würde, als „Normallänge".

und für $n = 2$ $$q = \frac{2A.H}{T} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 25.$$

Letztere Form ist namentlich für die Schätzung des Abflusses aus ausgedehnteren Niederungen zweckmäfsig, bei denen unter Umständen die Entwässerungsdauer nach heftigen Regengüssen leichter bestimmbar ist, als die Dauer des Regens selbst. Es ist diese letztere Formel u. a. zur Bestimmung der Weiten kleinerer Durchlässe der hannover'schen Südbahn[22]) benutzt worden. Die gesamte gröfste Niederschlagshöhe wurde beispielsweise daselbst durchweg zu rund 4 cm, — die Regenhöhe also im direkten umgekehrten Verhältnis zur Regendauer abnehmend angenommen.

Setzt man diesen Wert in Formel 25 ein, so ergiebt sich:

$$q = \frac{2 \,.\, 0{,}04 \,.\, A}{T \,.\, 60 \,.\, 60} = \frac{A}{45000\, T} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 26.$$

Es würde demnach im gegebenen Fall nur die Gröfse des Niederschlagsgebietes A und die Zeitdauer der Entwässerung T zu bestimmen bezw. zu beobachten sein. Als ungefähren Anhalt giebt v. Kaven die folgenden Zahlen an:

Niederschlagsgebiet A in ha	65,00	87,00	109,00	131,00	153,00	175,00	197,00
Entwässerungszeit T in Stunden	12	14	16	18	20	22	24

oder allgemein, bei gröfseren Flächen als 65 ha:

$$T \text{ (in Stunden)} = 12 + \frac{F - 65}{11}, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 27.$$

worin F in ha auszudrücken ist.

Unter Zugrundelegung der vorstehenden Zahlen ermittelt sich die in der Sekunde abzuführende Wassermenge nach Gl. 26, wie folgt:

Niederschlagsgebiet	In einer Sekunde abzuführende Wassermenge		
ha	im ganzen cbm	f. 1 ha, cbm	oder f. 1 qkm, cbm
65	1,2	0,0185	1,85
87	1,38	0,0159	1,59
109	1,51	0,0140	1,40
131	1,62	0,0124	1,24
153	1,70	0,0111	1,11
175	1,77	0,0101	1,01
197	1,82	0,00924	0,924.

Vergl. hierzu auch die Angaben von Köstlin in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1868, S. 86, sowie v. Kaven. „Anleitung zum Projektieren von Eisenbahnen“, S. 57.

§ 10. Lichtweite der Durchlässe. Nach Ermittelung der Wassermenge ist die Geschwindigkeit, mit der das Wasser den Durchlafs durchströmt, zu untersuchen, um hieraus die erforderliche Weite des letzteren bestimmen zu können.

Haben die Zu- und Abführungsgräben eine regelmäfsige Form, lassen sich demnach das relative Gefälle, sowie Querschnitt und benetzter Umfang derselben bestimmen, so läfst sich die Ermittelung der Geschwindigkeit mit Hilfe der Formel: $v = c\sqrt{RJ}$, worin der Koefficient c aus: $c = \dfrac{\alpha}{1 + \dfrac{\beta}{\sqrt{R}}}$ mit Hilfe der nachstehenden Tabelle gefunden wird, vornehmen. Dieser Fall dürfte namentlich bei Entwässerungskanälen von Niederungen, unter besonderen Umständen und vereinzelt auch bei Sammelgräben in Gebirgsschluchten, sobald diese in der Nähe der Durchlässe den Charakter von Gebirgsbächen mit scharf eingeschnittenem Bette angenommen haben, zutreffen.

[22]) v. Kaven. Vorträge über Ingenieur-Wissenschaften. Abt. I. Einleitung zum Wege- und Eisenbahnbau und Der Wegebau, 1870, IX, 13, S. 447.

Tabelle der Koefficienten α und β in der Formel

$$v = \frac{\alpha}{1 + \frac{\beta}{\sqrt{R}}} \sqrt{R . J}$$

für verschiedene Rauhigkeits-Koefficienten n nach Ganguillet und Kutter.

Einheits-Gefälle $\frac{h}{l} = J$	Kanäle in Erde, sowie für Bäche und Flüsse (n = 0,0250)		Gewässer mit groben Geschieben und mit Wasserpflanzen (n = 0,0300)		Einheits-Gefälle $\frac{h}{l} = J$	Kanäle in Erde, sowie für Bäche und Flüsse (n = 0,0250)		Gewässer mit groben Geschieben und mit Wasserpflanzen (n = 0,0300)	
	α	β	α	β		α	β	α	β
0,000000	∞	∞	∞	∞	0,000115	73,3	0,833	66,7	1,000
0,000001	1613,0	39,325	1606,3	47,190	16	72,7	0,817	66,0	0,981
3	579,7	13,492	573,0	16,190	17	72,1	0,803	65,4	0,963
5	373,0	8,325	366,3	9,990	18	71,6	0,790	64,9	0,948
7	284,4	6,111	277,8	7,333	19	71,2	0,779	64,5	0,935
0,000010	218,0	4,450	211,3	5,340	20	70,7	0,769	64,1	0,922
15	166,3	3,157	159,7	3,790	30	68,2	0,704	61,5	0,845
20	140,5	2,512	133,8	3,015	40	66,9	0,672	60,2	0,806
25	125,0	2,125	118,3	2,550	50	66,1	0,652	59,4	0,783
30	114,7	1,867	108,0	2,240	60	65,6	0,640	58,9	0,767
35	107,3	1,682	100,6	2,019	70	65,2	0,630	58,5	0,756
40	101,7	1,544	95,1	1,852	80	64,9	0,623	58,3	0,748
45	97,4	1,436	90,8	1,723	90	64,7	0,618	58,0	0,741
50	94,0	1,350	87,3	1,620	0,00100	64,55	0,614	57,88	0,736
55	91,2	1,280	84,5	1,535	200	63,77	0,594	57,10	0,713
60	88,8	1,221	82,2	1,465	300	63,52	0,588	56,85	0,705
65	86,8	1,171	80,2	1,405	400	63,39	0,585	56,72	0,702
70	85,1	1,128	78,5	1,354	500	63,31	0,583	56,64	0,699
75	83,7	1,092	77,0	1,310	600	63,26	0,581	56,59	0,698
80	82,4	1,059	75,7	1,271	700	63,22	0,580	56,55	0,696
85	81,2	1,031	74,6	1,237	800	63,19	0,580	56,52	0,696
90	80,2	1,005	73,6	1,206	900	63,17	0,579	56,50	0,695
95	79,3	0,983	72,6	1,180	0,01000	63,15	0,579	56,48	0,694
0,000100	78,5	0,962	71,8	1,155	2000	63,08	0,577	56,41	0,692
11	77,1	0,927	70,4	1,113	3000	63,05	0,576	56,38	0,691
12	75,9	0,898	69,3	1,078	4000	63,04	0,576	56,37	0,691
13	74,9	0,873	68,2	1,047	5000	63,03	0,576	56,36	0,691
14	74,1	0,852	67,4	1,022	∞	63,00	0,575	56,33	0,690

Sicherer wird man indessen gehen, wenn man bei letzteren, was hier mitunter geschehen kann, die Geschwindigkeit auf dem Wege des Versuches — etwa mittels Schwimmers — durch Messung bestimmt. Die Rücksicht auf abtreibende Steine und Hölzer wird übrigens in diesem Falle schon gröfsere Abmessungen aus praktischen Gründen bedingen, als solche durch die blofsen Rücksichten auf die Wasserabführung geboten wären. Immerhin wird man gut thun, die Geschwindigkeit eher zu klein als zu grofs anzunehmen.

In Fällen, wo die Gelegenheit zur Vornahme von Querschnitts- bezw. Geschwindigkeitsmessungen fehlt, bieten die auf S. 342 mitgeteilten Normen der österreichischen Staatsbahnen einen vorläufigen Anhalt.

Bei dükerartigen Durchlässen in Niederungen bildet der Aufstau das Mittel, die zur Abführung des Wassers erforderliche lebendige Kraft zu erzeugen. Wie dieser in die Rechnung eingeführt und wie aus demselben die sich ergebende Geschwindigkeit hergeleitet wird, ist im Abschnitt A. erörtert worden. Es bleibt hierbei indessen noch

ausdrücklich zu beachten, dafs unter Umständen, aufser den durch die Kontraktion veranlafsten Geschwindigkeitsverlusten — namentlich bei längeren oder gekrümmten Dükern — sich noch solche aus dem Eintritts-, Längen- und Krümmungswiderstande ergeben. Derartige Durchlässe sind wie Rohrleitungen zu behandeln; in dieser Beziehung kann auf das in Kap. IV (Wasserleitungen), § 5 und 6 Mitgeteilte verwiesen werden.

Nachstehend folgen einige Beispiele, in denen die erwähnten Verhältnisse der Reihe nach kurz vorgeführt werden.

1. Beispiel. Das Niederschlagsgebiet des Hauptentwässerungsgrabens einer Niederung betrage 200 **ha** und es sei die Entwässerungsdauer bei starkem Regen oder plötzlichen Schneeweichen (vergl. S. 344) zu 24 Stunden und die gesamte später abfliefsende Regenhöhe zu 7,5 **cm** angenommen.

Die in der Sekunde abzuführende gröfste Wassermenge beträgt alsdann nach Formel 26:

$$q = \frac{2 \,.\, 0{,}075 \,.\, 200 \,.\, 100 \,.\, 100}{24 \,.\, 60 \,.\, 60} = 3{,}47 \text{ cbm}.$$

Rechnet man hierzu noch die aus der dauernden Speisung durch Quellen hinzutretende Wassermenge mit 0,23 **cbm**, so ergiebt sich die gesamte Durchflufsmenge zu $q = 3{,}47 + 0{,}23 = 3{,}70$ **cbm**.

Der Hauptentwässerungsgraben habe 1,5 **m** Sohlenbreite, zweifache Böschungen und ein Einheits-Gefälle (relatives Gefälle) von $\frac{h}{l} = 0{,}001$.

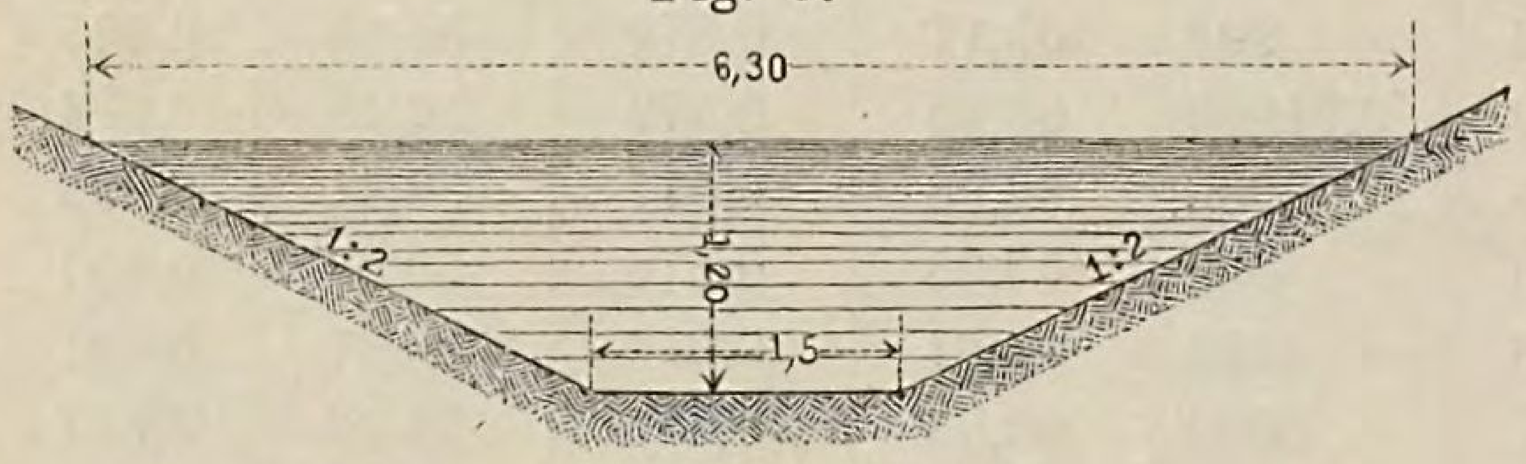
Der bei vorbestimmter Wassermenge für den Hauptgraben sich ergebende Wasserstand wird durch Versuchsrechnungen mit Hilfe der obigen Angaben wie folgt bestimmt. Es ist

$$v = c\sqrt{R.J} = c\sqrt{0{,}001.R} \quad \text{und} \quad c = \frac{\alpha}{1 + \frac{\beta}{\sqrt{R}}}.$$

Es erscheint also c, sowie auch R selbst als Funktion der Wassertiefe, während nach der auf S. 345 mitgeteilten Tabelle für den Rauhigkeitsgrad $n = 0{,}03$, $\alpha = 57{,}88$ und $\beta = 0{,}736$ betragen.

Macht man nun einige Proberechnungen, etwa für eine Wassertiefe $t = 1{,}0$ bis 1,5 **m**, so werden sich, da jetzt c sowie $R = \frac{F}{p}$ bestimmbar, auch bestimmte Werte für v ergeben, die mit F multipliziert, also aus der Gleichung: $q = Fv$ Werte für die Wassermenge q liefern. Hieraus gewinnt man einen Anhalt für die richtige Schätzung der Wassertiefe, welche im vorliegenden Falle einem $q = 3{,}70$ **cbm** zu entsprechen hat; es ist dieselbe hier nach einigen Proberechnungen zu $t = 1{,}2$ **m** ermittelt.

Fig. 5.



Nach nebenstehendem Querschnitt (Fig. 5) beträgt für diese Wassertiefe

$$F = \frac{6{,}3 + 1{,}5}{2} \,.\, 1{,}2 = 4{,}68 \text{ qm},$$

$$p = 1{,}5 + 2 \,.\, \sqrt{(2 \,.\, 1{,}2)^2 + 1{,}2^2} = 6{,}9 \text{ m}.$$

Mithin

$$\frac{F}{p} = R = \frac{4{,}68}{6{,}9} = 0{,}68 \text{ m}.$$

Daher $$c = \frac{57{,}88}{1 + \frac{0{,}736}{\sqrt{0{,}68}}} = 30{,}5 \quad \text{und} \quad v = 30{,}5\sqrt{0{,}68 \,.\, 0{,}001} = 0{,}793 \text{ m}.$$

Hiernach ergiebt sich $q = Fv = 4{,}68 \,.\, 0{,}793 =$ rund 3,70 **cbm**, wie gegeben war.

Wählt man nun einen gewölbten Durchlafs von 1,2 **m** Höhe zwischen Sohle und Kämpfer, und behält man die vorberechnete Geschwindigkeit von $v = 0{,}793$ **m** bei, so würde sich, unter Annahme eines Ausflufskoefficienten von $\mu = 0{,}8$ die Breite desselben zu

$$b = \frac{Q}{\mu \,.\, t \,.\, v} = \frac{3{,}70}{0{,}8 \,.\, 1{,}2 \,.\, 0{,}793} = \text{rund } 4{,}9 \text{ m} \quad \text{ergeben.}$$

Würde man aufserdem noch einen Aufstau für zulässig erachten, so würde sich die erforderliche Breite leicht aus Formel 4, wie bereits im Abschnitt A. an mehreren Beispielen erörtert, bestimmen lassen. Ebenso leicht läfst sich auch nach Formel 13 für eine gegebene Breite der erforderliche Aufstau, wie gleichfalls unter A. erörtert und durch ein Beispiel belegt ist, berechnen.

Es mag ferner noch bemerkt werden, dafs die Geschwindigkeit $v = 0{,}793$, unter Annahme eines Ausflufskoefficienten $\mu = 0{,}8$, einer Druckhöhe von $k = \frac{v^2}{\mu \,.\, 2g} = \frac{0{,}793^2}{0{,}8 \,.\, 2 \,.\, 9{,}81} = 0{,}0416$ **m** entspricht.

Ist daher kein regelmäfsig ausgebildeter Entwässerungsgraben vorhanden, sondern fliefst das Wasser nur in einer Mulde zusammen, so würde sich der Durchlafs auch dükerartig anordnen lassen. Bei einem Aufstau von 0,0416 **m** wird danach ein Durchlafs von vorberechneten Abmessungen bereits zur sicheren

Abführung des Wassers genügen. Indessen würde man in diesem Falle zweckmäfsig die Stauhöhe vergröfsern, um kleinere Abmessungen für den Düker selbst zu erhalten, vergl. Beispiel 3.

2. Beispiel. Für einen Hang von $l = 2000$ m Länge und 200 m mittlerer Breite werde ein Niederschlag von 90 mm Höhe binnen 2 Stunden angenommen, von welcher Höhe 50% zum sofortigen Abflufs gelangen sollen. Das Längsgefälle der Thalmulde betrage 1 : 200, sodafs auf eine Geschwindigkeit des abströmenden Niederschlagswassers von mindestens 2,5 m i. d. Sekunde gerechnet werden mufs. Wie grofs hat der Durchlafs in dem dieses Thal abschliefsenden Dammkörper zu werden?

Die gröfste abzuführende Regenmenge bestimmt sich, wie folgt:

Da $vt > l$, weil $2{,}5 \,.\, 2 \,.\, 60 \,.\, 60 > 2000$, so wird auch die auf die Zeiteinheit entfallende Niederschlagshöhe, nämlich $ql = \frac{0{,}090 \,.\, 2000 \,.\, 200}{2 \,.\, 2 \,.\, 60 \,.\, 60} = 2{,}5$ cbm in der Zeiteinheit, d. h. in der Sekunde abzuführen sein.

Legt man nun dieselbe Geschwindigkeit auch für den Durchlafs zu Grunde, was bei dem vorhin angegebenen Gefälle der Thalsohle, und unter der Voraussetzung, dafs sich diese Thalsohle auch jenseits des Dammkörpers noch auf genügende Länge fortsetzt, geschehen kann, so wird, unter Annahme eines Ausflufskoefficienten $\mu = 0{,}8$, der Querschnitt

$$f = \frac{2{,}5}{0{,}8 \,.\, 2{,}5} = 1{,}25 \text{ qm} \quad \text{betragen müssen.}$$

3. Beispiel. Eine Niederung von 3 km Länge und $^1/_2$ km mittlerer Breite ist unter einer Chaussee dükerartig zu entwässern. Das Zusammenströmen und Abfliefsen des Wassers erfolgt bei dem geringen Gefälle der Sammelgräben mit einer Geschwindigkeit von nur 0,1 m. Ein vorübergehender Aufstau von 0,08 m erscheint in der Nähe des Dükers zulässig. Der stärkste Regengufs betrage binnen 4 Stunden 10 cm, welche bei dem bereits mit Wasser durchsättigten Boden auch voll in Abgang zu bringen sind. Hiernach ist der Dükerquerschnitt zu berechnen.

Nach Aufhören des Regens wird ein zu Beginn desselben gefallener Tropfen den Weg

$$v t_1 = 0{,}1 \,.\, 4 \,.\, 60 \,.\, 60 = 1440 \text{ m}$$

zurückgelegt haben. Da $l = 3000$, so ist also:

$$v t_1 = 1440 < 3000 = l;$$

daher ist die abzuführende gröfste Wassermenge nach Formel 22:

$$q_1 max = h t_1 v = 0{,}1 \,.\, 500 \,.\, 0{,}1 = 5 \text{ cbm}.$$

Vergleichsweise würde, wenn der in der Zeiteinheit erfolgende Niederschlag auch in der Zeiteinheit abgeführt werden müfste, die Abflufsmenge

$$q_2 max = hl = \frac{500 \,.\, 3000 \,.\, 0{,}1}{4 \,.\, 60 \,.\, 60} = 10{,}425 \text{ cbm},$$

also mehr als das Doppelte betragen.

Der erforderliche Querschnitt des Dükers wird sich nun aus $f = \frac{q}{v_1}$ bestimmen, worin, wenn man von dem Druckhöhenverlust vorläufig absieht,

$$v_1 = \sqrt{h \,.\, 2g + v^2},$$

oder da $v^2 = 0{,}1^2$ nur einen kleinen, gefahrlos zu vernachlässigenden Wert darstellt,

$$v_1 = \sqrt{h \,.\, 2g} = \sqrt{0{,}08 \,.\, 2 \,.\, 9{,}81} = 1{,}25 \text{ m}.$$

Bei Anordnung von vier kreisförmigen Dükern würde sich der Durchmesser derselben aus:

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{5}{4 \,.\, 1{,}25} = 1, \quad \text{also zu } d = \text{rund } 1{,}15 \text{ m ergeben.}$$

Unter Berücksichtigung des Druckhöhenverlustes wird genauer

$$v_1 = \sqrt{\frac{h \,.\, 2g}{z}}, \quad \text{worin} \quad z = 1 + \zeta_0 + \zeta \,.\, \frac{l}{d} + \zeta_1 \frac{\omega}{90} \ldots.$$

zu setzen ist. Bezüglich der Gröfse der einzelnen Koefficienten ζ, die sich bezw. als Funktionen der Form der Eintrittsöffnung (ζ_0), des Quotienten aus Länge und Durchmesser $\left(\zeta \,.\, \frac{l}{d}\right)$, der Krümmungen $\left(\zeta_1 \,.\, \frac{\omega}{90}\right)$ u. s. w. darstellen, ist auf Kap. IV, § 5 zu verweisen. Der Wert $\frac{1}{z}$ ist demnach ähnlich dem bei den ungeschlossenen Brückenöffnungen in Ansatz gebrachten Ausflufskoefficienten μ. Führen wir hier den Wert $\sqrt{\frac{1}{z}}$ summarisch mit 0,7 in die obige Gleichung ein, so wird

$$v_1 = 0{,}7 \,.\, 1{,}25 = 0{,}875 \text{ m},$$

und sodann $\frac{\pi d^2}{4} = \frac{5}{4 \,.\, 0{,}875} = 1{,}43$, woraus $d = $ rund 1,35 m.

Ein ähnliches Ergebnis würde man auch aus Formel 4 erhalten haben, wenn man in

$$Q = \mu b \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} \left[h + \left(\frac{v^2}{2g}\right)^{3/2} - \left(\frac{v^2}{2g}\right)^{3/2} \right] + t \left(h + \frac{v^2}{2g}\right)^{1/2} \right\}$$

die im gestauten Profile vorhandene Geschwindigkeitshöhe $\frac{v^2}{2g} = \frac{0,1^2}{2g}$ vernachlässigt. Alsdann wird

$$Q = \mu . b \sqrt{2g} \left(\frac{2}{3} h^{3/2} + t h^{1/2}\right) \quad \text{oder} \quad Q = \mu . b \sqrt{2gh} \left(\frac{2}{3} h + t\right);$$

und hieraus, wenn man innerhalb der Klammern den Wert $\frac{2}{3} h$ gleichfalls gegen t vernachlässigt und $b\,t$ gleich dem Querschnitt, hier gleich $\frac{\pi d^2}{4}$, setzt:

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2gh}},$$ wie auch vorhin gefunden wurde.

Litteratur.

A. Die Bestimmung der Durchflufsweite von Brücken und Durchlässen betreffend.

v. Kaven. Praktische Bemerkungen über die bei Feststellung einer Brückenanlage und Bestimmung der Durchflufsweite vorzunehmenden Vorarbeiten, und die Bestimmung der Durchflufsweite selbst. Civiling. 1866, S. 391.

v. Kaven. Vorträge über Ingenieur-Wissenschaften an der polytechnischen Schule zu Aachen. Abt. I. Einleitung zum Wege- und Eisenbahnbau und Der Wegebau. II. Aufl. 1870. Anhang, Kap. IX, 1—14 und X, A—E, auch Civ.-Ing. 1866, S. 135.

Winkler. Vorträge über Brückenbau, gehalten an der technischen Hochschule in Wien. Brücken im allgemeinen. Steinkonstruktionen für hölzerne und steinerne Brücken. Wien 1875. Verlag der Lehrkanzel für Eisenbahn- und Brückenbau.

Über die Bestimmung der Durchflufsweiten bei Brücken, die im Ebbe- und Flutgebiet liegen. Deutsche Bauz. 1881, S. 3.

L. E. Tiefenbacher. Die Ermittelung der Durchflufsprofile mit besonderer Berücksichtigung der Gebirgs- und Wildbäche. 2. Aufl. Wien 1888.

B. Die zur Bestimmung der Durchflufsweite erforderlichen Vorarbeiten und theoretischen Voruntersuchungen betreffend.

Aufser den vorgenannten Quellen:

Eytelwein. Hydraulik. II. Aufl. § 142.

d'Aubuisson. Traité d'hydraulique. § 172, S. 206.

Belanger. Essai etc. No. 57.

Bresse. Cours de mécanique appliquée, 2. partie. Hydraulique. Paris 1860.

Dubuat. Principes, No. 158.

Dupuit. Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux courantes. II. Aufl. Paris 1863, No. 91.

Prestel. Die Änderung des Wasserstandes der Flüsse und Ströme in der jährlichen Periode, als der jährlichen periodischen Zu- und Abnahme des atmosphärischen Niederschlages und der Verdunstung genau entsprechend, an Beobachtungen nachgewiesen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, Bd. I, 1864, S. 411.

Weisbach. Bewegung des Wassers. Hülse's Maschinen-Encyklopädie, S. 170.

Weisbach. Ingenieur-Mechanik. Bd. 2, 4. Aufl.

Navier. Résumé des Leçons etc., 2. partie, S. 108.

Darcy-Bazin. Recherches hydrauliques. Paris 1865.

Köstlin. Über Vorarbeiten zur Bestimmung der Brückenweiten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1868, S. 86.

Ganguillet und Kutter. Versuch zur Aufstellung einer neuen allgemeinen Formel für die gleichförmige Bewegung des Wassers in Flüssen und Kanälen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1869, S. 6 u. 46.

Gödeker. Stauhöhe und Stauweite. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover, Bd. VII, S. 135.

Grashof. Theoretische Maschinenlehre. Leipzig 1875. S. 753 ff.

Rühlmann. Hydromechanik oder die technische Mechanik flüssiger Körper. II. Aufl. 1880. III. Abt. Hydrodynamik (insbesondere § 153—159).

Hagen. Wasserbaukunst. Berlin 1881.

Über Durchflufsprofile bei Einbauten in gröfsere Landseen. Deutsche Bauz. 1884, S. 626.

Gesetzliche Bestimmungen für russische Eisenbahnbrücken hinsichtlich der zu Grunde zu legenden Hochwassermengen. Centralbl. d. Bauverw. 1891, S. 380.

Freytag. Beitrag zur Bestimmung der Stauhöhen (insbesondere bei Brücken). Deutsche Bauz. 1891, S. 380.

Sachregister.

Abdampfrückstand. 53.
Abflufs bei unvollkommenem Überfall. 168.
— bei vollkommenem Überfall. 166.
Abflufsgeschwindigkeit. 341.
Abflufsmenge, gröfste, von Hängen und Niederungen. 342.
Abflufsprofil, Beschränkung des —s. 113.
Abschlufsdamm. 74.
Abschufsboden. 250.
Absickerung. 36, 38.
Ästuarien. 79.
Amsterdamer Pegel. 129.
Artesische Brunnen. 55.
Atmidometer. 29.
Atmometer. 29.
Aufstau. 332.
Aufziehvorrichtungen für Schützen. 289.
Aufzugskette. 290.
Ausflufskoefficient. 164, 219, 329.
—, Ergebnisse der Beobachtungen. 220.
Ausflufsmenge, Herleitung der Formeln für die —. 219.
Auslafsschleuse. 214.

Baake. 131.
Bach. 59, 77.
Bagger. 3.
Becher, hydrometrischer, von Weisbach. 163.
Beharrungszustand. 191.
Beschleunigung. 99.
Bewässerungsschleuse. 214.
Bewegung des Wassers in Wasserläufen, Allgemeines. 178.
— — —, Bisherige Ergebnisse über die —. 206.
— — —, pulsierende. 155, 182.
— — —, Theorie der —. 191.
— — —, — der gleichartigen (gleichförmigen) Bewegung. 192.
Bewegung des Wassers in Wasserläufen, Theorie der ungleichförmigen Bewegung. 229.
— — —, ungleichförmige mit zunehmender Geschwindigkeit. 239.
Binnengewässer. 59.
—, Eigenschaften der —. 60.
—, geodätische Ermittelungen. 126.
—, hydrometrische Ermittelungen. 135.
Binnensee. 59, 65.
—, Becken. 66.
—, Bucht. 61.
—, Strömungen. 73.
—, Wassermenge. 70.
Bodenverdunstung. 47.
Bohlwerk. 4.
Bruchmoor. 62.
Brüche. 62.
Brücken, Durchflufsweite (Lichtweite) der —. 327, 335, 337.
Brunnen, artesische. 55.
Brunnenspiegel. 41.
Brunnenzoll. 163.
Bunkerde. 65.

Cabeo'scher Stab. 143.

Dammbalken. 274, 291.
Dammbalkenwehr. 215, 273, 291.
Dammfalz. 293.
Darcy'sche Röhre. 144.
Dargmoor. 62.
Dosenmoor. 62.
Drempel. 274.
Durchflufsprofil bei Grundwasserströmen. 49.
— bei Stauwerken. 219.
Durchflufsweite der Brücken und Durchlässe. 327, 340.
Durchlässe, Durchflufsweite (Lichtweite) der —. 327, 344.
Durchlässigkeitskoefficient. 44.
Durchtränkungswasser. 40.
Einlagebalken. 291.
Einlafsschleuse. 214.
Einschnürungskoefficient. 164, 221.
Einzelkarte. 127.
Einzugsgebiet. 80.
Eisbildung in fliefsenden Gewässern. 119.
— in stehenden Gewässern. 118.
Eisgang. 121.
Eisscholle. 120.
Eissprengung. 4, 121.
Eisstand. 118.
Eisstopfung. 90.
Eisversetzung. 121.
Entsumpfung. 18.
Entwaldung. 18.
Entwässerungsschleuse. 214.
Evaporimeter. 29.

Fachbaum. 250, 274.
Fahrrinne. 101, 114.
Fasertorf. 64.
Feuchtigkeit, absolute. 9, 46.
—, relative. 9, 46.
Feuchtigkeitsgrad. 46.
Feuchtigkeitsmenge. 33.
Fischpafs. 273, 318.
— mit Gegenstrom. 323.
—, Konstruktion. 319.
—, Lage. 321.
—, Macdonald'scher. 324.
Flofsdurchlafs. 274, 278.
Flügel, hydrometrischer. 148.
—, —, von Amsler-Laffon. 151.
—, —, von Daehr. 158.
—, —, elektrischer. 150.
—, —, von Harlacher. 153.
—, —, von Holzboer. 152.
—, —, Umdrehungswert. 158.
—, —, Woltman'scher. 148.
Flufs. 59, 78.
—, Mittellauf. 78.
—, Oberlauf. 78.

Flufs, Schiffbarkeit. 78.
—, Unterlauf. 78.
Flufsdelta. 114.
Flufsgebiet. 81.
Flufsniederung. 60.
Flufssee. 65, 66.
—, Abflufs. 70.
—, Abflufsprofil. 70.
—, Strömungen. 73.
—, Wassermenge. 70.
—, Wasserverlust. 70.
—, Wellen. 73.
—, Zuflufs. 70.
Flufsufer, Erhöhung des —s. 113.
Flufswasser. 49.
Flutwelle. 85.
Fluviometer. 139.
Frank'sche Röhre. 147.
Freiarche. 214, 278.
Freischleuse. 278.
Furt. 114.

Gebirgsbach. 77.
Gebirgsflufs. 78.
Gebirgssee. 65.
Gefälle. 96.
—, absolutes. 96.
—, relatives. 96.
Gefällebruch. 98.
Gefällekurve. 97.
Gefällewechsel. 98.
Gefällverhältnisse der deutschen Wasserläufe. 99.
Gerinne. 76.
—, offene. 48.
Gerölle. 101.
Geschiebe. 101.
Geschwindigkeit in Wasserläufen. 99.
— —, gröfste. 100.
— —, mittlere, im benetzten Querprofil. 183.
— —, mittlere, bei verschiedenen Wasserständen. 205.
— —, mittlere, in einer Vertikalen des benetzten Querprofils. 184, 188.
— —, mittlere, in einer Wasserlaufstrecke. 190.
— —, Verschiedenheit im allgemeinen. 182.
— —, Verschiedenheit in einer horizontalen Linie des benetzten Querprofils. 189.
Geschwindigkeitsformeln. 159.
—, ältere. 193, 195.
Geschwindigkeitsformeln, neuere. 195.
— von Bazin. 197.
— von Bornemann. 199.
— von Chézy-Eytelwein. 193.
— von Dupuit. 195.
— von Ganguillet und Kutter, ältere. 201.
— — —, neuere. 202.
— von Gauckler. 198.
— von Gordon. 201.
— von Grebenau. 196.
— von Hagen. 200.
— von Harder. 203.
— von Humphreys und Abbot. 195.
— von Lahmeyer. 195.
— von Prony. 194.
— von de Saint-Vénant. 195.
Geschwindigkeitsmesser. 139.
Geschwindigkeitsmessung. 139, 171.
—, Apparate für —. 140, 144.
Geschwindigkeits-Paraboloid. 175.
Geschwindigkeitszunahme. 99.
Gewässer, fliefsende. 59, 76.
—, —, Eisbildung. 119.
Gewässer, stehende. 59, 60.
—, —, Eisbildung. 118.
Gewitterregen. 22, 26.
Gletscher. 117.
Gletscherbach. 77.
Graben. 59, 77.
Grasmoor. 62.
Griesholm. 274, 279.
Griespfeiler. 279.
Griessäule. 279.
Grieswand. 274, 279.
Grünlandsmoor. 62.
Grundablafs. 214, 278.
Grundbachquelle. 54.
Grundbalken. 252.
Grundbau. 4.
Grundeis. 119.
Grundschramm. 257.
Grundschwelle. 214.
Grundstromquelle. 54.
Grundwasser. 5, 40.
—, Ansteigen des —s. 49.
—, Aufstau. 49.
—, Beobachtungen. 50.
—, Beschaffenheit. 55.
—, Bewegung. 41.
—, Entstehung. 40.
—, Schwankungen. 47.
—, —, säkulare. 48.
—, Senkung des —s. 50.
Grundwasseransammlung. 40.
Grundwasserbach. 51, 54.
Grundwasserbecken. 51.
Grundwasserbett. 41.
—, Sohle des —s. 56.
Grundwasserbewegung, Geschwindigkeit der —. 45.
Grundwasserprofil. 44.
Grundwasserschwankung. 46, 47.
Grundwasserspiegel. 41, 42.
—, Gefälle des —s. 44.
Grundwasserstand, Hebung des —s. 49.
—, Höhe des —s. 46, 50.
Grundwasserstrom. 40, 43.
Grundwehr. 214.

Haff. 66.
Haken (Sinkstoff-). 113.
Hauptflufs. 78.
Heger. 113.
Hinterboden bei Wehren. 250.
Hochflut. 117.
Hochmoor. 60, 62.
Hochwassermenge. 94.
—, Ermittelung der —. 330.
Hochwasserstand. 87.
Hochwasserverhältnisse. 90.
Hochwasserwelle. 85.
Horizontalgeschwindigkeitsparabel, mittlere. 190.
Hydro-Dynamometer. 161.
Hydrograph. 132.
Hydrographie. 3.
Hydrometer. 139.
— mit Schall-Leitung. 158.
Hydrometrischer Becher. 163.
Hydrometrische Flügel. 148.
Hydrometrische Röhren. 144.
Hyetometer. 12.

Inbibationswasser. 40.
Integrator, elektrischer. 156.
Isotachen. 174.
—, Benutzung der — zur Darstellung der Geschwindigkeit. 190.

Jahreswasserstand. 91.

Kanal. 59, 79.
Karten. 126.
Kies. 101.
Klappenwehr. 215, 276, 303.
— von Chanoine. 304.
— von Pasqueau. 307.
—, selbstthätiges, von Doell. 306.

Klappenwehr mit Schwimmern. 311.
— mit vertikaler Drehaxe. 308.
—, durch Wasserdruck zu öffnendes. 303.
—, durch Wasserdruck zu öffnendes und zu schliefsendes. 308.
Klapp-Pfosten. 293.
Klotzschwimmer. 142.
Konsumtionsmesser, selbstwirkender, von Stevenson. 163.
Kontraktion. 164.
Kopf (Sinkstoff-). 113.
Kragenhoff'scher Schwimmer. 142.
Kreislauf des Wassers. 9.
Krone bei Wehren. 250.
Küstenflufs. 78.
Küstenstrom. 79.

Längenprofil. 128.
Längennivellement. 128.
Landregen. 26.
Landsee. 52, 59, 65.
Leitung, offene. 59.
—, überdeckte. 59.
Limnigraph. 138.
Log. 141.
Losständer. 215, 280.
Luftströmung. 29.
Lysimeter. 35.

Maréegraph. 139.
Merkpfahl. 218.
Messung der Geschwindigkeit. 139, 171.
— der Wassermenge. 162, 169. s. auch Wassermengen-Ermittelung.
— — in Wehren. 164.
Meteorwasser. 55.
Mineralquelle. 55.
Mittelfeld (Sinkstoff-). 113.
Mittellauf. 78.
Mittelwassermenge. 94.
Mittelwasserstand. 87.
Modul für Wassermessung. 165.
Moor. 59, 60, 62.
—, Tiefe des —s. 64.
—, Überwasser—. 63.
—, Unterwasser—. 63.
Moorboden. 63.
Moose. 62.
Moostorf. 64.
Mühlgraben. 79.
Mühlteich. 65.
Mündungssee. 65.

Nadel. 295. 298.
—, Stärke der —. 299.
Nadelwehr. 215, 274, 295.
—, Berechnung. 244.
— von Pestalozzi. 297.
— von Poirée. 295.
Nebel. 9.
Nebenflufs. 78.
Niederlauf. 78.
Niederschläge, atmosphärische. 9, 40.
—, —, tägliches Maximum. 22.
Niederschlagsmengen. 11.
—, gröfste monatliche. 22.
Niederungsflufs. 78, 81.
Niederwassermenge. 94.
Niederwasserstand. 88.
Normal-Null. 129.
Nullpunkt des Amsterdamer Pegels. 129.

Oberflächenschwimmer. 141.
Oberlauf. 78.
Ombrograph. 14.
Ombrometer. 12.

Patent-Log. 157.
Pechtorf. 64.
Pegel, Amsterdamer. 129.
—, Aufstellung. 137.
—, einfache. 137.
—, Höhenlage. 136.
—, selbstregistrierende. 138.
—, selbstthätige. 138.
—, —, mit Schwimmer. 138.
—, Sommer—. 137.
—, Winter—. 137.
Pegeluhr. 138.
Peilapparate, selbstthätige. 133.
Peilleine. 131.
Peillot. 133.
Peilstange. 133.
Peilung. 131.
Pitot'sche Röhre. 144.
Pluviometer. 12.
Pritsche bei Wehren. 253.
Probebrunnen. 45.
Profilparabel. 234.
Profilradius. 180.

Quellbach. 77.
Quelle. 40, 51.
—, heifse. 54.
—, sprudelnde. 54.
Quellensee. 65.
Quellwasser. 53.
Querprofil der Binnengewässer. 130.
—, benetztes. 180.

Radius, mittlerer. 180.
Rauhreif. 10.
Regen. 10, 17.
Regenbach. 77.
Regenfälle, Statistik der starken —. 28.
Regenhöhe. 11, 18.
—, jährliche. 17, 18, 19.
—, monatliche. 20, 21.
—, stündliche. 26, 27.
—, tägliche. 22, 23.
Regenmenge, abfliefsende. 341.
—, säkulare Schwankungen der —. 17.
Regenmesser, Aufstellung des —s. 16.
—, selbstzeichnender. 14, 28.
Regenpostkarte. 14.
Regenschatten. 11, 16, 18.
Regenwasser, Beschaffenheit des —s. 11.
Regenwind. 18.
Reif. 9.
Reservoir. 74.
Rheometer. 139.
Ringdamm bei Sammelbecken. 74.
Rinne. 59, 77.
Röhren, hydrometrische. 144.
Rolltafel. 301, 302.
Rückstau. 49.

Sättigungsdefizit. 9, 46.
Sättigungspunkt. 9.
Salzwassersee. 65.
Sammelbecken. 73.
—, Gröfse und Zweck der —. 76.
—, künstliche. 74.
Sammelteich. 59.
Sand. 101.
Saumeis. 119.
Schaufelrad für Geschwindigkeitsmessung. 139.
Schiffbrücke. 5.
Schiffsdurchlafs. 274, 278.
Schlammmoor. 63.
Schlangenlinien (Serpentinen) der Wasserläufe. 112.
Schleusenwehr. 214.
Schlick. 101.
Schnee. 10.
Schneehöhe. 11.
Schneetiefe, spezifische. 12.
Schnellwage, hydraulische. 139.
Schöpfmaschine. 3.
Schütze, Anordnung und Konstruktion. 285.

Schütze, Bewegungswiderstand. 291.
—, gufseiserne. 286.
—, hölzerne. 285.
—, Stärke der —. 287.
— aus Wellblech. 287.
Schützen, Ersatz der Nadeln durch —. 301.
Schützenwehr. 214, 273, 278.
—, Aufziehvorrichtungen. 289.
— mit beweglichen Setzpfosten. 278.
—, eigenartiges von Czvetkovićs. 284.
—, — von Poirée. 284.
— in festen Brücken. 281.
— in Freiarchen. 278.
— in Flofs- und Schiffsdurchlässen. 280.
Schuttkegel. 66.
Schutztrichter für Regenmesser. 17.
Schwankungen des Grundwassers. 46, 47.
—, säkulare desselben. 48.
—, —, der Regenmengen. 17.
Schwimmer. 140.
Schwimmer, Kragenhoff'scher. 142.
Schwimmkugel. 141.
Schwimmstab. 143.
See (siehe auch Flufssee). 52.
Seeausmündung. 67.
Seebecken. 66.
Seegrund. 68.
Seehalde. 67.
Seemoos. 67.
See-Retention. 72.
Seespiegel. 67, 72.
—, Hebung des —s. 68.
Seetiefe. 69.
Seeufer. 66.
—, Verflachung der —. 66.
Seeufersenkung. 71.
Seewasserstand. 71.
Senkungskurve. 240.
—, Tafel zur Berechnung der —. 241.
Senkungsstufe. 240.
Senkungstiefe. 240.
Serpentine. 112.
Setzpfosten. 215, 274, 280, 293.
Sickerkanal. 4.
Sickerwasser. 36.
—, Menge des —s. 36, 38.
—, Geschwindigkeit. 36.
Sickerwassermengen, Einflufs des Baumbestandes auf die —. 39.
—, Untersuchungen über —. 37.
Sinkstoffe, Bewegung der —. 101, 105.
—, Entstehung —. 101.
—, der Flufsseen. 66.
—, Formveränderung. 108.
—, Gröfse. 102.
—, Menge. 110.
Sinkstoffbewegung, Vermehrung oder Verminderung der —. 104.
Sinkstoffbank. 99.
Sintflut. 117.
Sohle des Grundwasserbettes. 56.
— der Wasserläufe. 76.
Sohlenlinie. 77.
Sommerpegel. 137.
Sommerregen. 38.
Sommerstau. 218.
Speisung der Binnengewässer. 80.
— —, oberirdische. 53.
— — durch Grundwasser. 53.
Sprengung unter Wasser. 4.
Stab, hydrometrischer. 143.
Stabschwimmer. 143.
Ständer, Berechnung eines —s bei Stauwerken. 243.
Standrohr. 50.
Staudämme. 75, 214, 255.
—, Ausführung und Kosten. 270.
—, ausgeführte. 271.
— aus Erde. 261.
—, gemauerte, Form und Stärke der —. 263.
—, Gründung. 256.
—, Krone. 256.
— aus Mauerwerk. 263.
—, Nebenanlagen. 259.
—, Vorrichtungen zum Ablassen des Wassers. 257.
Stauhöhe. 219.
— bei Grundwehren. 223.
— bei Schützenwehren. 225.
— bei Überfallwehren. 222.
— bei Verengung des Durchflufsprofils. 226.
Staukurve. 215.
—, Berechnung der —. 232, 236.
Stauschleuse. 214, 274.
Stauschwelle. 214.
Stauweite. 215.
—, praktische Grenze der —. 235.
Stauwerke. 213.
—, Ausführung. 315.
—, Festigkeitsberechnung. 243.
—, Voruntersuchungen. 213.
—, Zweck und Arten. 213.
Steppenflufs. 78.
Steppensee. 65.
Strandsee. 66.
Streckenkarte. 126.
Strömung, unterirdische. 52.
Strömungsmesser von Hefs. 158
— von Shaw. 161.
Strom 59, 78.
Strombett. 79.
Stromgebiet. 81.
Stromkraft. 80.
Strommesser, selbstaufzeichnende. 161.
—, statische. 161.
Strommündung. 60.
Stromquadrant. 139.
Stromrinne. 101.
Stromschnelle. 41.
Stufe bei Wehren. 253.
Sturzbett. 250.
Süfswasserquelle. 54.
Süfswassersee. 65.
Sümpfe. 59, 60.

Tau. 9.
Taupunkt. 9.
Tachometer. 139.
Teich. 52, 59, 65.
Thäler, Bildung der —. 111.
Thalsperre. 75.
Thalweg. 101, 114.
Tidestrom. 79.
Tiefbrunnen. 56.
Tiefe, mittlere hydraulische. 180.
Tiefengrundwasser. 43.
Tiefenschwimmer. 141.
Torfmoor. 62.
Treibeis. 119.
Trommelwehr. 215, 277, 312.

Udometer. 12.
Überfall, unvollkommener. 214.
—, vollkommener. 214.
Überfallwehr. 214, 250.
—, Stauhöhe bei —en. 222.
Übersichtskarten. 126.
Überwassermoor. 62.
Ufer. 76.
Uferbank. 113.
Uferlinie. 77.
Ufermauer. 4.
Uferwände bei Wehren. 249.
Umfang, benetzter. 77.

Verdampfung. 29.
Verdunstung. 9, 28.
— an der Erdoberfläche. 31.
— einer freien Wasserfläche. 28.

Verdunstung, Maximum der —. 34.
Verdunstungshöhe. 30.
Verdunstungsmenge. 33.
Verdunstungsmesser. 29.
— für freie Wasserflächen. 29.
— für durchtränkten Boden. 31.
Verdunstungsvermögen. 36.
Verlandung. 61.
Versickerung. 35.
Versickerungsmesser. 35.
Versickerungstiefe. 38.
Versuchsanstalt, hydraulische. 178.
Versuchsbrunnen. 45.
Vertikalgeschwindigkeits-Kurve. 184, 185.
Viscosität. 182.
Vorflut. 40, 60.

Wage, hydrometrische. 161.
Waldungen, Einflufs der — auf die Niederschläge. 11.
Wangen bei Wehren. 249, 253.
Wasser, kapillare Leitung des —s. 33.
—, Kreislauf des —s. 9.
—, Menge des versickernden —s. 40.
Wasserabfuhr, unterirdische. 36.
Wasserader. 52.
—, unterirdische. 54.
Wasserbenützung. 2.
Wasserdampf. 28.
Wasserdruck gegen eine Mauer. 248.
Wasserfahne. 139.
Wasserhaushalt. 6, 66.
Wasserhebel. 139.
Wasserkapazität. 33, 36, 40.
Wasserläufe, natürliche. 59, 76, 79.
—, —, Höhenlage. 116.
—, —, Änderungen der Wasserstände. 85.
—, —, Beharrungszustand. 85.
—, —, Eigenschaften. 79.
—, —, Gefälle. 96, 99.
—, —, Geschwindigkeit. 99.
—, —, Gröfse des Niederschlagsgebietes. 81.
Wasserläufe, natürliche, Höhenlage des Wasserspiegels. 85.
—, —, Schlickgehalt. 110.
—, —, Speisung. 80.
—, —, Versiegen. 55.
—, —, Wasserabnahme. 90.
—, —, Wechsel der Wassermenge. 93.
—, —, Wechsel des Wasserstandes. 85.
Wasserläufe, künstlich hergestellte. 123.
Wasserlauf-Bett, Bildung des —s. 111.
Wasserleitung, unterirdische. 26.
Wasserleitungsbrücke. 5.
Wassermenge, Berechnung der —. 173.
—, Ermittelung der —. 161, 169, 171.
Wassermengenkurve. 95.
Wassermengen-Ermittelung durch Abflufs in Überfällen. 166.
— — durch Abflufs in Öffnungen. 164.
— —, Culmann's Verfahren. 175.
— —, Harlacher's Verfahren. 175.
— — durch Messung mittels Wassermesser. 162.
— — aus Querprofil und Geschwindigkeit. 169.
— — durch unmittelbare Messung. 162.
— — nach Wasserzollen. 163.
Wassermesser. 162.
Wassermessung s. Wassermengen-Ermittelung.
Wassernot. 18.
Wasserprobe. 45.
Wasserrecht. 2, 8.
Wasserscheide, unterirdische. 41.
Wasserschlofs. 3.
Wasserschutz. 2.
Wasserspiegel-Linie. 77.
Wasserspiegel-Senkung. 90, 91.
Wasserstände, verschiedene Dauer der —. 89.
Wasserstandsanzeiger, elektrische. 139.
Wasserstandsbeobachtungen. 135.
Wasserstandskurve. 86.
Wasserstation. 4.
Wassertriebwerk. 3.
Wasserturm. 3.
Wasserwirtschaft. 5.
Wasserzoll. 163.
Wehr. 214.
—, allgemeine Anordnung und Wirkung. 215.
—, Ausführung. 315.
—, Baukosten. 318.
—, bewegliches. 214, 273.
—, —, Berechnung. 244, 245.
—, —, Entwickelung und Arten. 273.
—, festes. 214, 249.
—, —, Fundamenttiefe. 249.
—, —, Gründung. 249.
—, gebrochenes. 215.
—, gekrümmtes. 215.
—, gerades. 215.
—, halbmassives. 253.
—, hölzernes. 251.
—, massives. 254.
—, schiefes. 215.
—, selbstwirkendes. 215.
Wehrbock. 275, 295.
Wehrklappe, Berechnung einer —. 246.
Wehrkörper, Berechnung. 249.
Wehrrücken. 251.
Wendesäule. 293.
Werkkanal. 79.
Wiesenmoor. 62.
Wildbach. 77.
Winterpegel. 137.
Winterstau. 218.
Wolken. 10.
Wolkenbruch. 22.
Woltman'scher Flügel. 148.

Zähflüssigkeit. 182.
Zuflufsgebiet. 80.
Zugstange für Schützen. 290.

Druck von Rud. Bechtold & Comp., Wiesbaden.

BIBLIOTHECA
REGIA
MONACENSIS

Atlas

zum

Handbuch des Wasserbaus.

Erste Abteilung. 1. Hälfte.

Dritte vermehrte Auflage.

Inhalt.

Tafel I. **Statistik starker Niederschläge. Grundwasser-Bewegungen.**

Graphische Statistik in Berlin gefallener starker Niederschläge. — Schwankungen, Profile und Horizontalen des Grundwassers.

Tafel II bis VII. **Binnengewässer.**

„ II. Lageplan eines Teiles des Bodensees und des Walensees. — Wasserstandskurven der fünf grofsen Seen Canadas. — Höchste, niedrigste und mittlere Wasserstände des Bodensees. — Wassermengenkurven der grofsen deutschen Ströme.

„ III. Lageplan des Donau-Hollers oberhalb Grein in drei verschiedenen Jahren. — Teil der Stromkarte der Weichsel. — Gefälleverhältnisse einiger deutschen Flüsse. — Wasserverhältnisse der Weser in Bremen.

„ IV. Zeichnerische Darstellung der Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter.

„ V. Stromkarte des Rheins bei Köln. — Tiefenkarte eines Teiles der Havel. — Karte und Längenprofil der Elbe bei Wartha. — Längenprofile der Weser bei Bremen und des Neckars von Heidelberg bis zur Einmündung in den Rhein.

„ VI. Stromkarte der Elbe bei Meifsen und der Unterelbe zwischen Hamburg und Glückstadt.

„ VII. Wassermessung in der Elbe bei Altengamm.

Tafel VIII. **Feste Wehre und Staudämme.**

Hölzerne, halbmassive und massive Wehre. — Staudämme aus Erde und aus Mauerwerk.

Tafel IX bis XIV. **Bewegliche Wehre.**

„ IX. Grundrifs eines Mühlenwehres. — Schützenwehre (Freiarchen) mit Grieswänden und mit Setzpfosten. — Schützenwehre (Stauschleusen) in Flofs- und Schiffsdurchlässen. — Schützenwehre in Brücken (auch auf Tafel X und XIV).

„ X. Verschiedene Schützenwehre. — Hölzerne und eiserne Schützen.

„ XI. Wehr mit Dammbalken und Nadeln. — Nadelwehr mit festen Stützen. — Nadelwehr an einer Brücke. — Ältere Nadelwehre mit beweglichen Böcken. — Einzelheiten derselben. — Bewegliches Schützenwehr nebst Einzelheiten. — Hebevorrichtung für schwere Nadeln.

„ XII. Bewegliches Wehr in der Maas. (Mauerwerk der Fundamente und des mittleren Teiles. — Einzelheiten des Nadelwehres. — Einzelheiten des Klappenwehres.) — Nadelwehr in Zürich.

„ XIII. Klappenwehr von Thénard. — Trommelwehr nebst Einzelheiten. — Trommelwehr mit Gegenklappen. — Klappenwehr mit hydraulischen Pressen. — Gelenkklappen. — Klappenwehr mit Schwimmern. — Klappen mit vertikaler Axe.

„ XIV. Schützenwehr bei Pretzien. — Nadelwehr der kanalisierten Mosel. — Trommelwehr bei Charlottenburg.

Inhalt.

Tafel I. Statik starrer Stützmauern. Grundwasser-Bewegungen.

Graphische Statik in Berlin geführter starrer Stützmauern. — Bohrbrunnen, [illegible] und Horizontalen des Grundwassers.

Tafel II bis VII. [illegible]

II. Lageplan eines Teiles des [illegible] und des Walfenseek. — Wasserstandskurven der [illegible] großen Seen Canadas. — [illegible] und mittlere Wasserstände [illegible] — Wassermengenkurven des [illegible] Stromes.

III. [illegible] in drei verschiedenen Krümmungen. — [illegible] der Weichsel. — [illegible] — Wasserverhältnisse der Weser in [illegible]

IV. Zeichnerische Darstellung der [illegible]

V. [illegible] des Rheins bei [illegible] — [illegible] eines Teiles des [illegible] — [illegible] der Elbe bei Wittenberge. — [illegible] der Weser bei [illegible] von [illegible] — [illegible] in den Rhein.

VI. [illegible] der Elbe bei [illegible] und der [illegible]

VII. [illegible] in der Elbe bei [illegible]

Tafel VIII. Feste Wehre und Staudämme.

[illegible] und massive Wehre. — Staudämme aus Erde und aus Mauerwerk.

Tafel IX bis XIV. Bewegliche Wehre.

IX. Grundriß eines Nadelwehres. — [illegible] und mit [illegible] — Schützenwehre [illegible] in Eisen und Holz [illegible] — [illegible] zu [illegible] und Tafel X und XIV.

X. Verschiedene [illegible] — [illegible] und eiserne Schützen.

XI. Wehr mit Dammbalken und Nadeln. — [illegible] mit [illegible] — [illegible] Brücke. — [illegible] mit beweglichen [illegible] — [illegible] Bewegliches [illegible] — [illegible] für schwere Nadeln.

XII. Bewegliches Wehr in der [illegible] und [illegible] — [illegible]

XIII. Klappenwehr von [illegible] — [illegible] — [illegible] mit hydraulischem Betrieb — [illegible] mit [illegible] — [illegible] mit [illegible]

XIV. [illegible] bei [illegible] — [illegible] der [illegible] — [illegible] Überdeckung.

BIBLIOTHECA
REGIA
MONACENSIS

Stati

Fig. 1. Graphische Statistik der in Berlin gefallenen starken Niederschläge der Jahre 1884-1889.

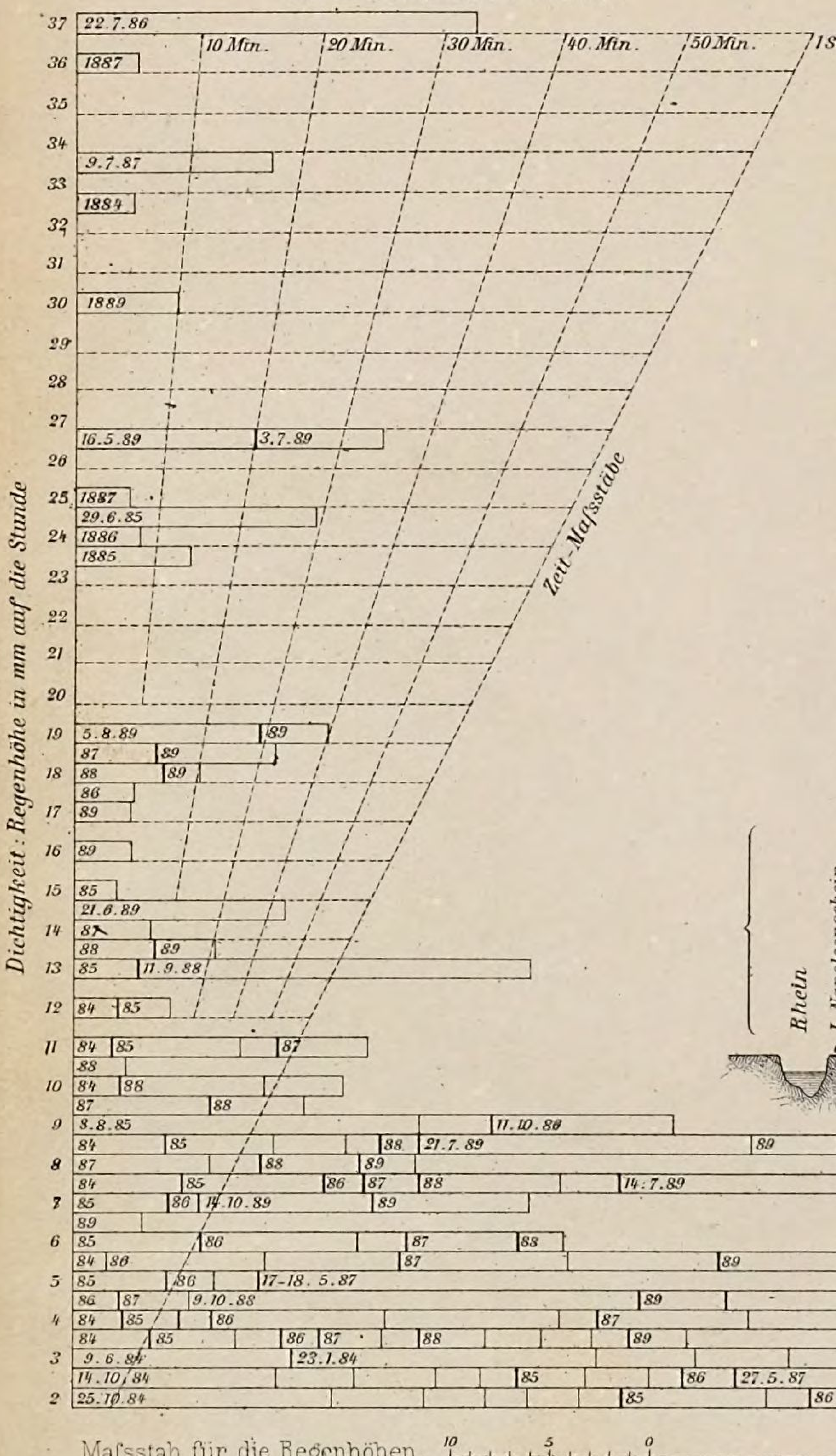
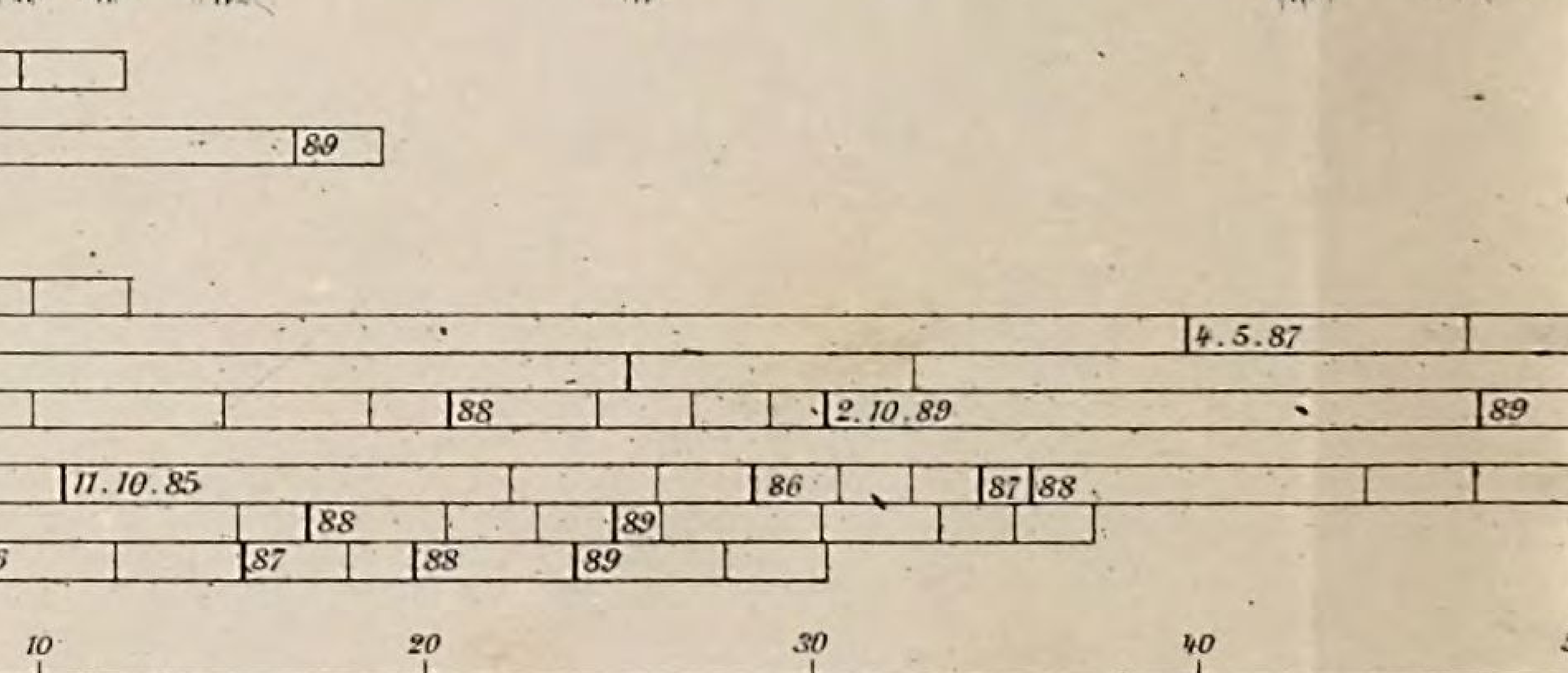
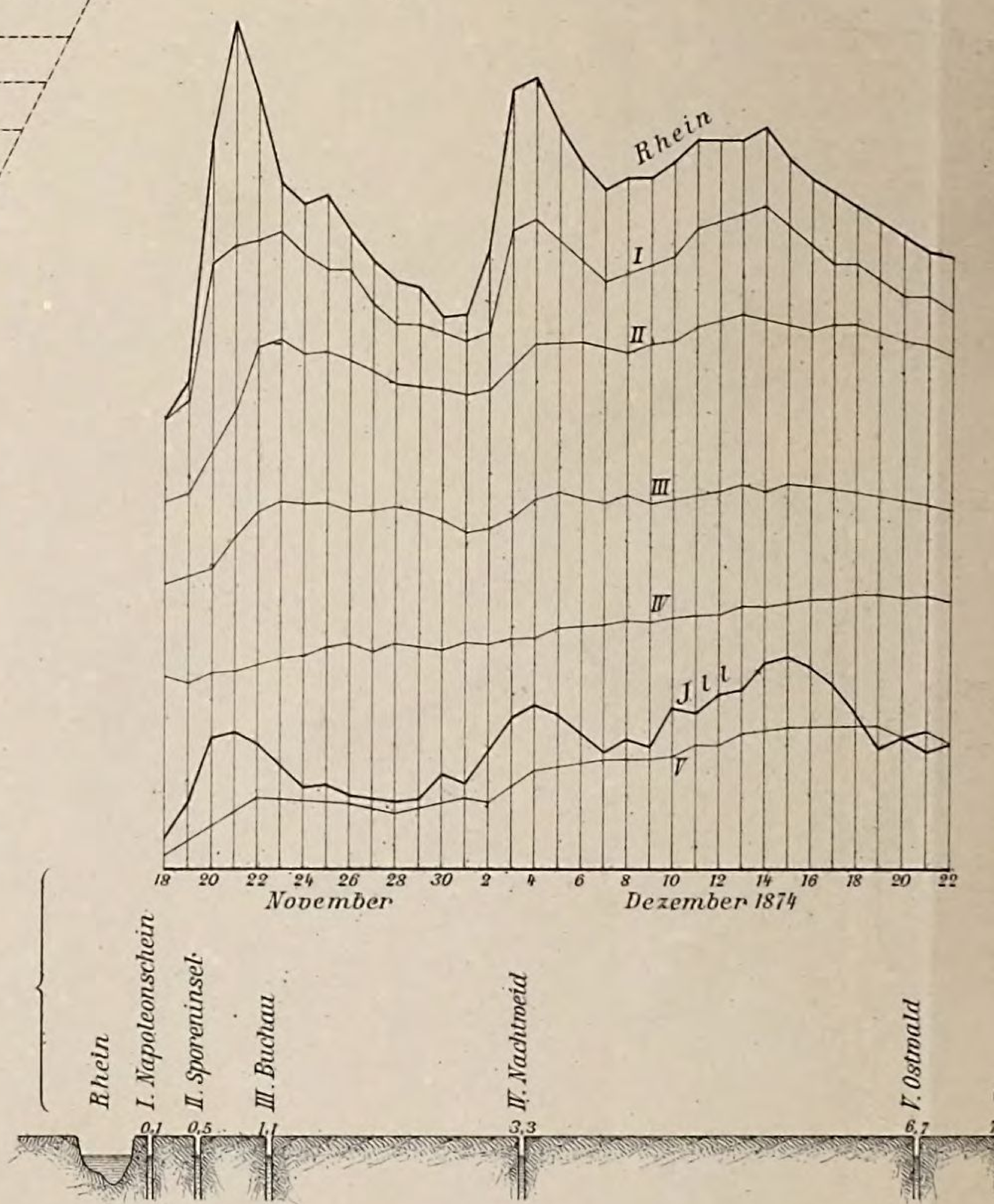



Fig. 2. Grundwasser-Schwankungen zwischen Rhein und Jll bei Strafsburg vom 18. Februar bis 22. December 1874.



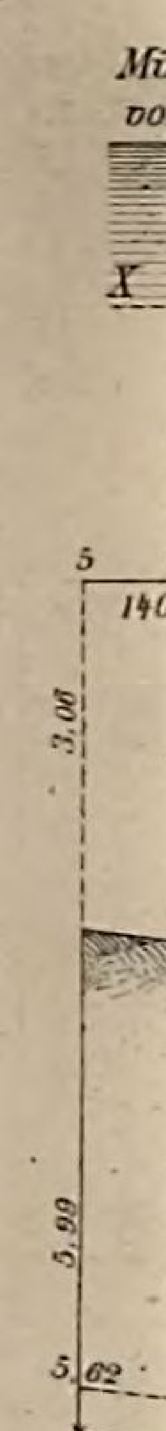


Fig. 5. Grundwasserprofil durch den Boden von München. Mitte August 1875.

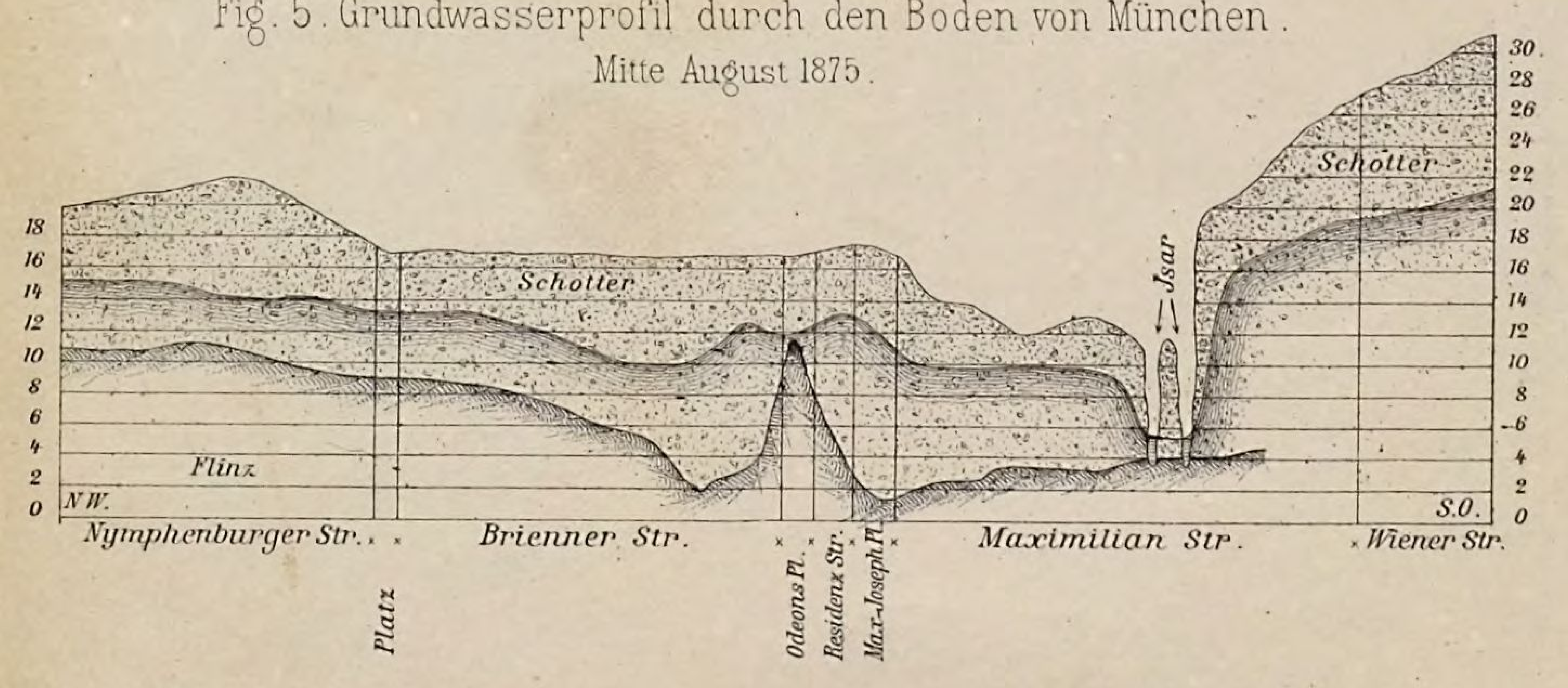
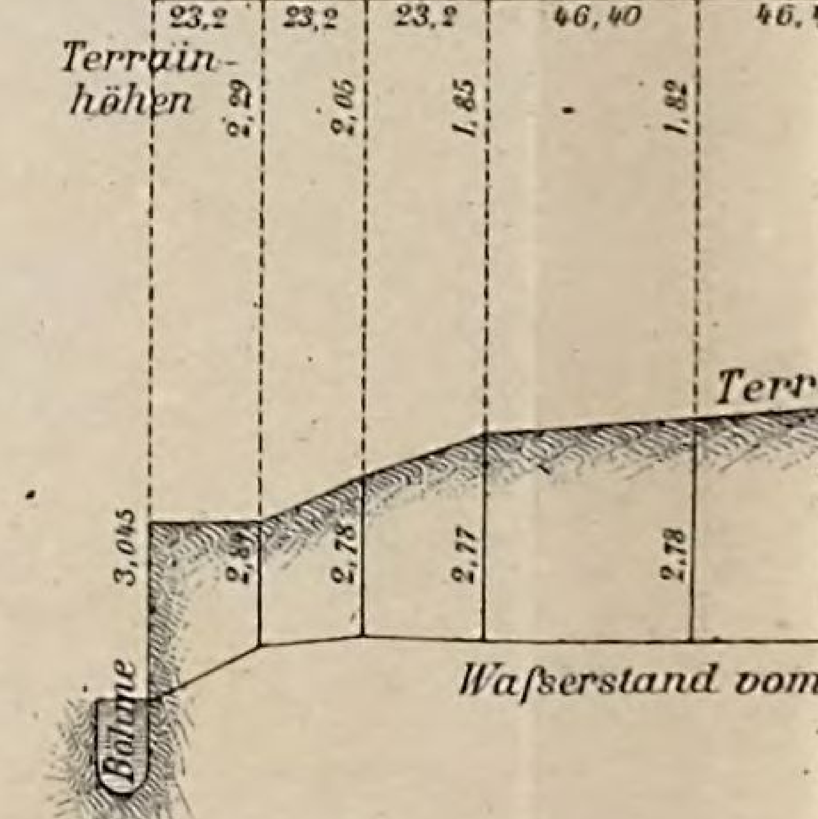


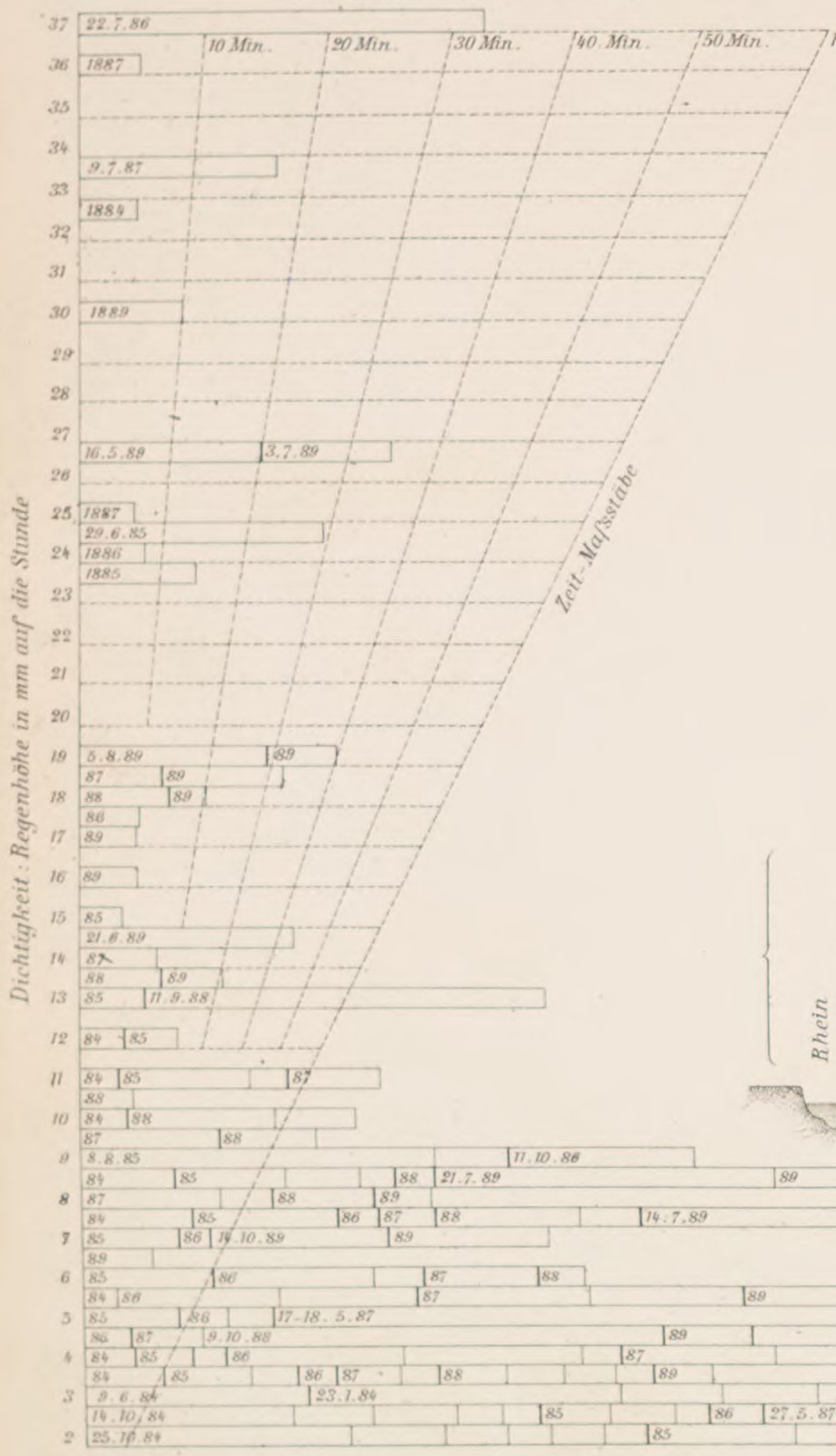
Fig. 6. Grun[dwasser] in den Böhme-Wies[en]



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Statistik starker Niederschläge. Grundwasser-Bewegungen.

Fig. 1. Graphische Statistik der in Berlin gefallenen starken Niederschläge der Jahre 1884–1889.



Maßstab für die Regenhöhen.

Fig. 2. Grundwasser-Schwankungen zwischen Rhein und Jll bei Strafsburg vom 18. Februar bis 22. December 1874.



Fig. 3. Grundwasserprofil an der Nordseite des Müggelsees.

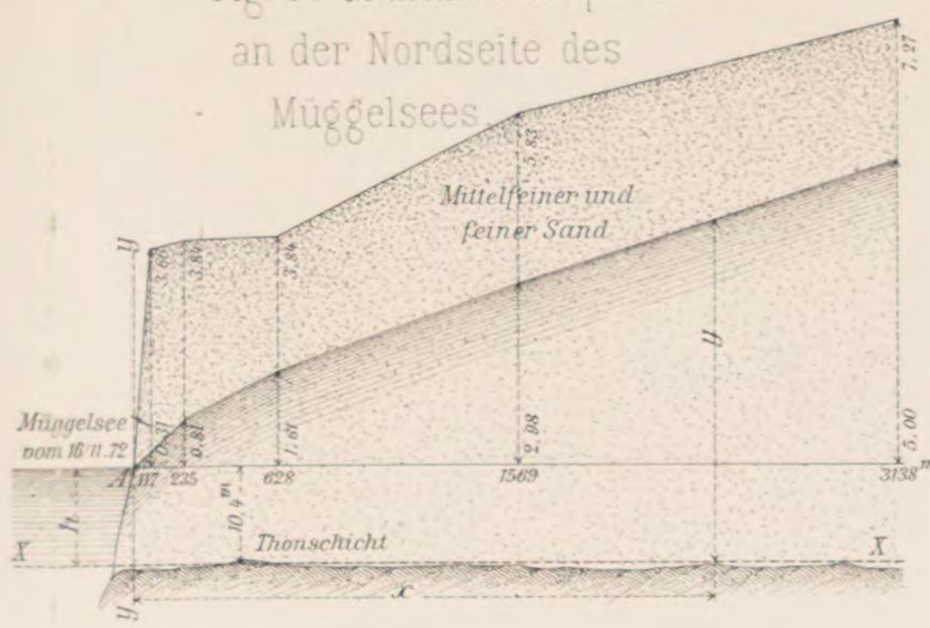


Fig. 4. Grundwasserprofil bei Brunnen.

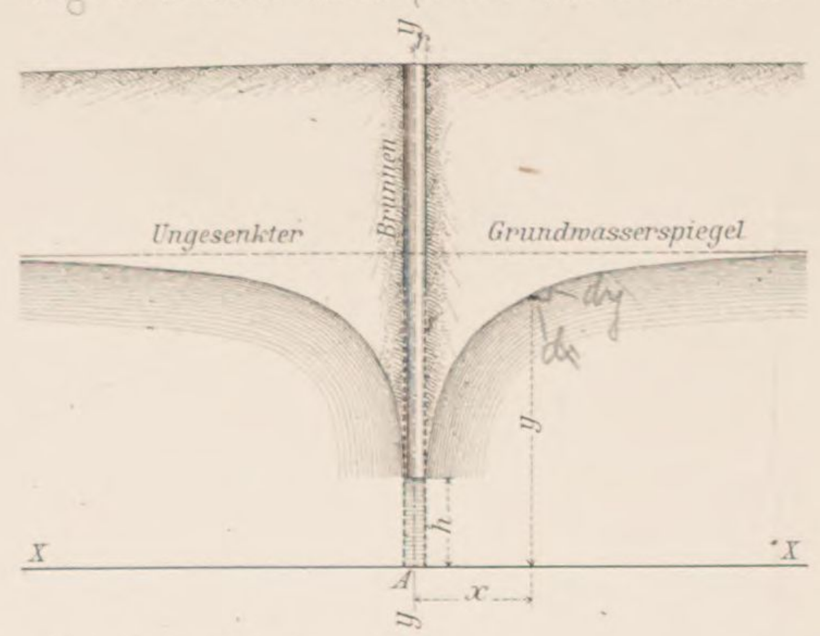


Fig. 7. Grundwasserprofil zwischen Fuhse-Kanal und Aller.

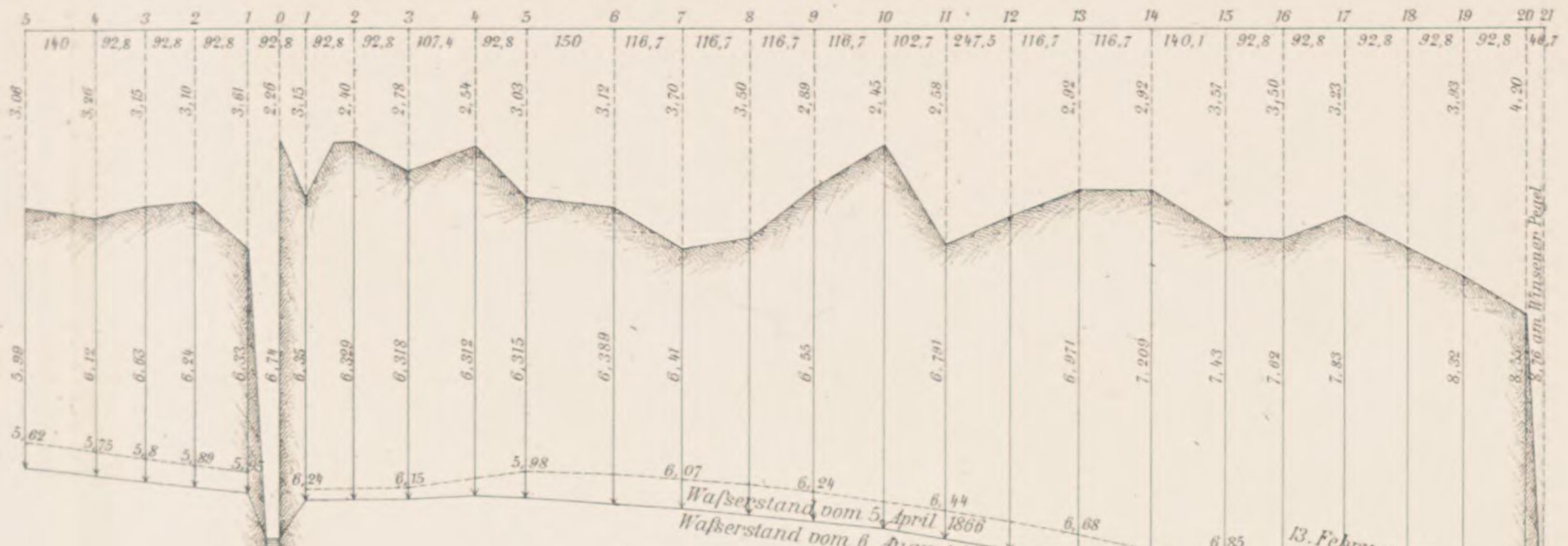


Fig. 7 u. 8. Grundwasser-Schwankungen zwischen Fuhse-Kanal und Aller vom 14. Febr. bis 14. März. 1866.

Fig. 8. Grundwasser-Kurven in der Nähe der Aller bei Stat. 15, 16, 17, 19 und 20 (s. Fig. 7).

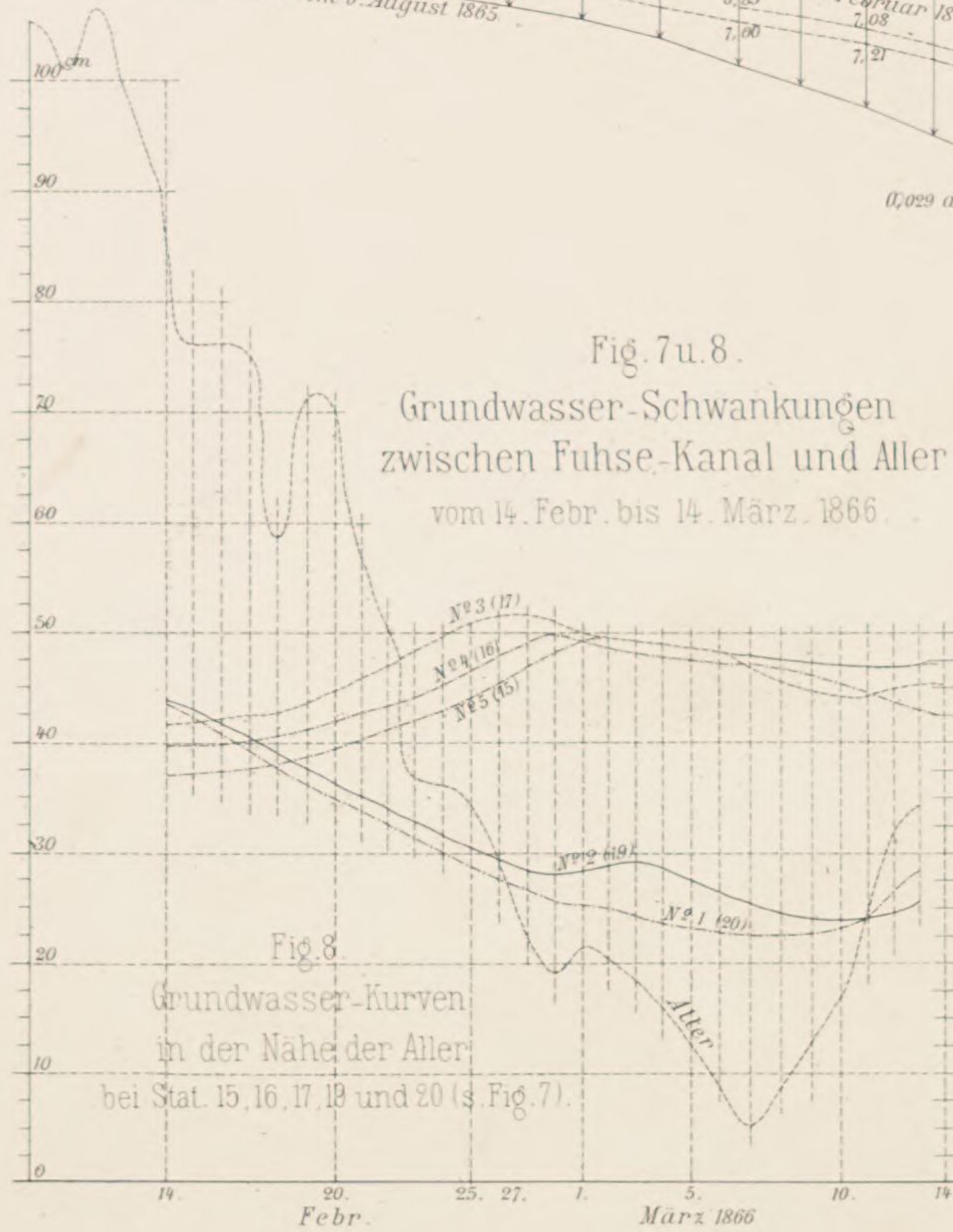


Fig. 5. Grundwasserprofil durch den Boden von München. Mitte August 1875.

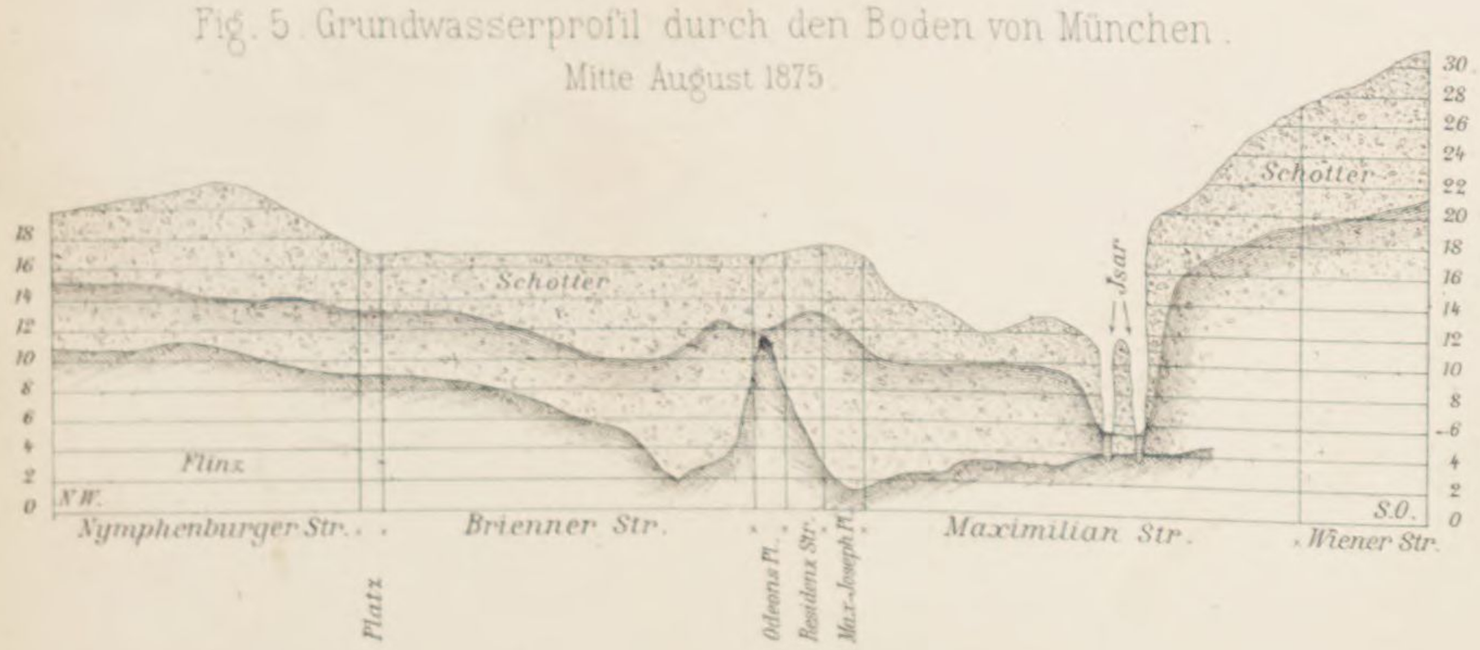


Fig. 6. Grundwasserprofil in den Böhme-Wiesen unterhalb Walsrode.

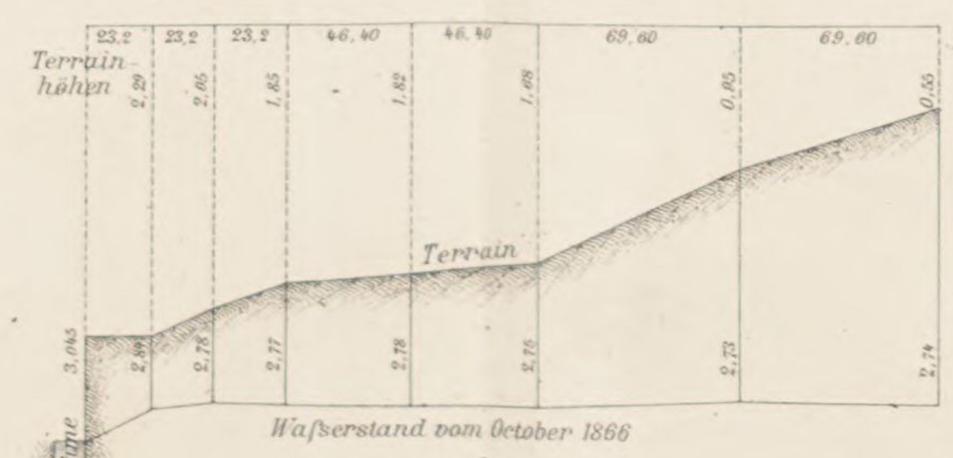
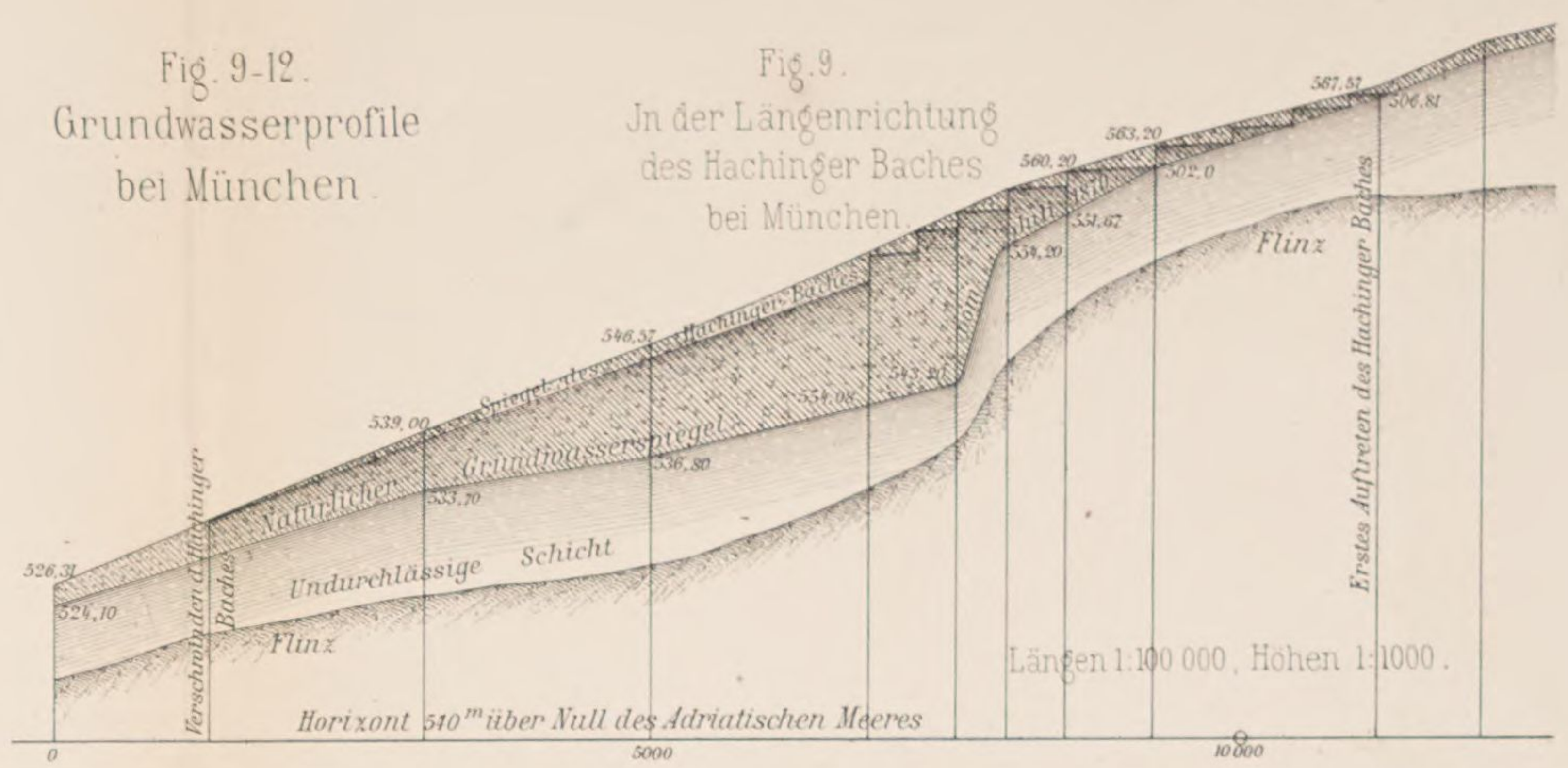


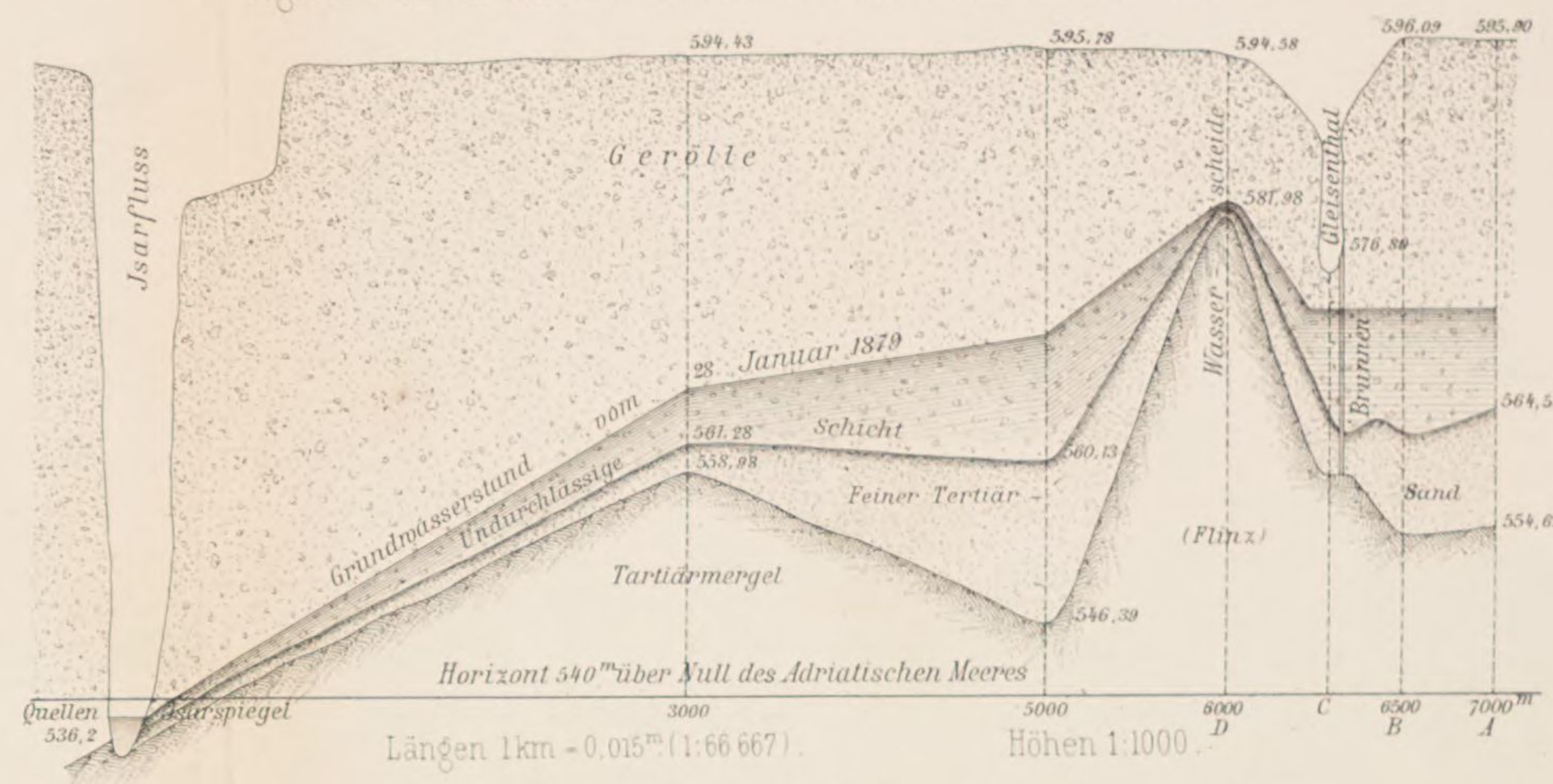
Fig. 9–12. Grundwasserprofile bei München.

Fig. 9. Jn der Längenrichtung des Hachinger Baches bei München.



Längen 1:100 000, Höhen 1:1000.

Fig. 10. Vom Versuchsbrunnen im Gleisenthal bis zur Jsar.



Längen 1 km = 0,015m (1:66 667). Höhen 1:1000.

Fig. 11. 12. Grundwasser-Horizontalen im Gleisenthal bei München. M. 1:22 500.

Fig. 11. im natürlichen Zustande.

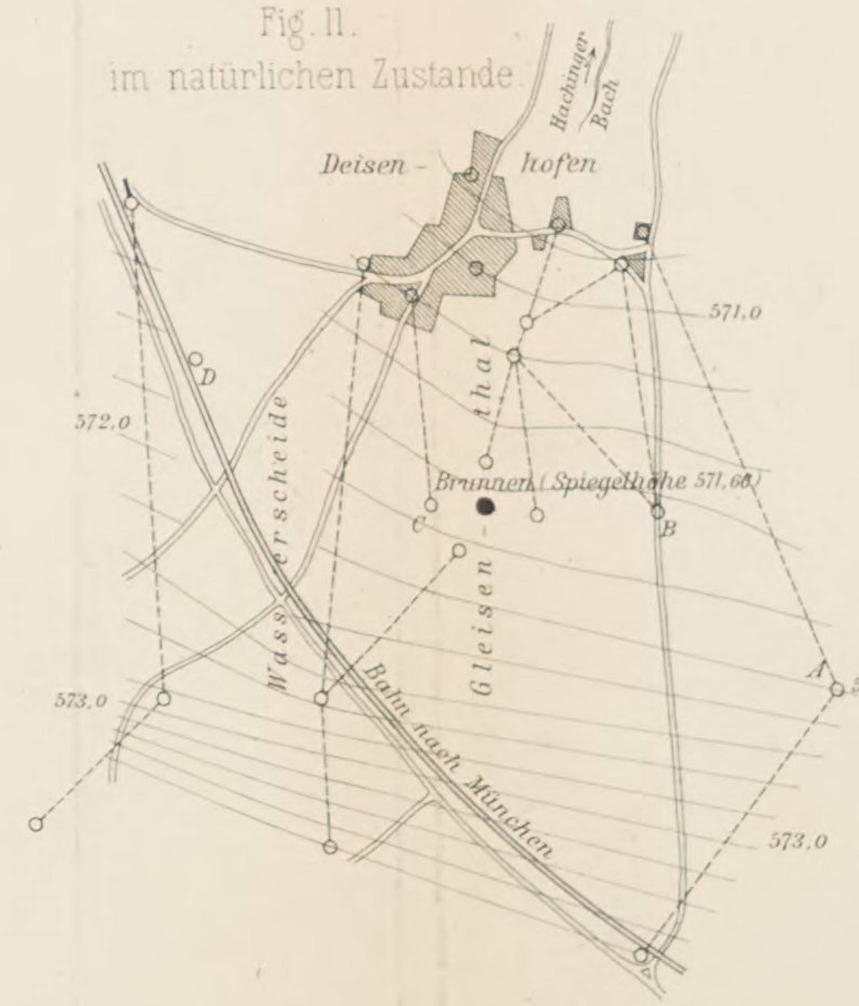
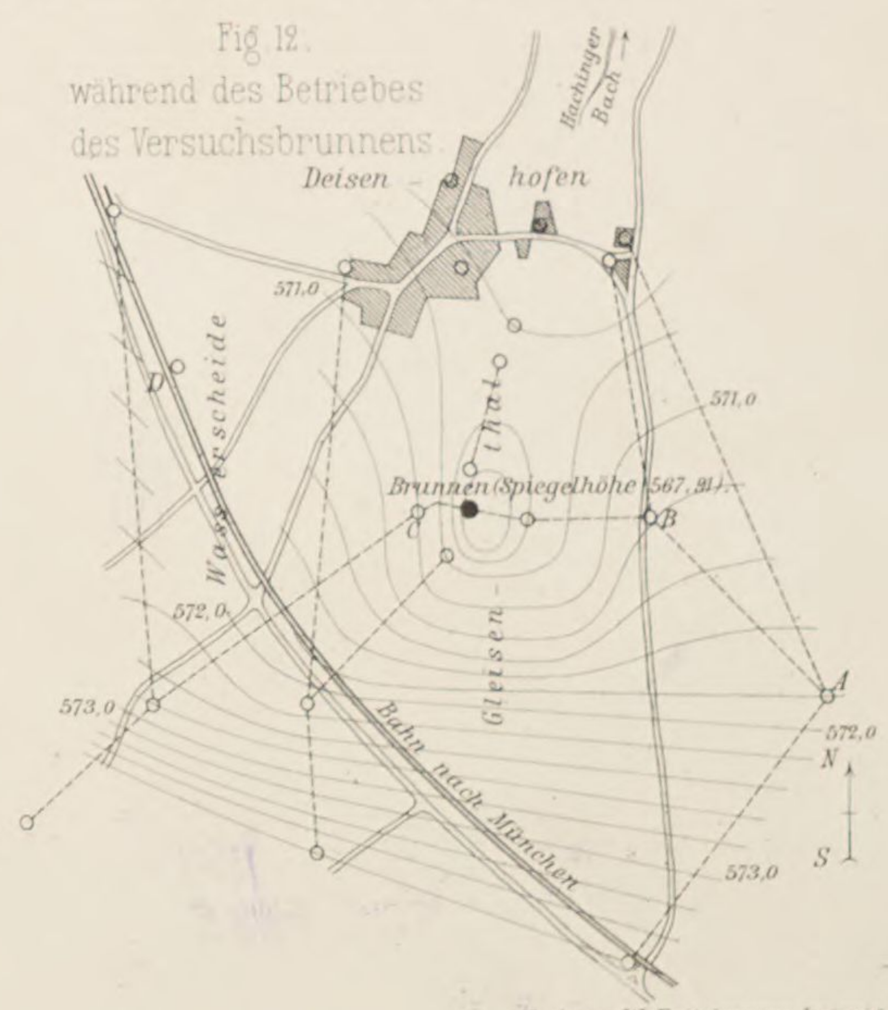


Fig. 12. während des Betriebes des Versuchsbrunnens.



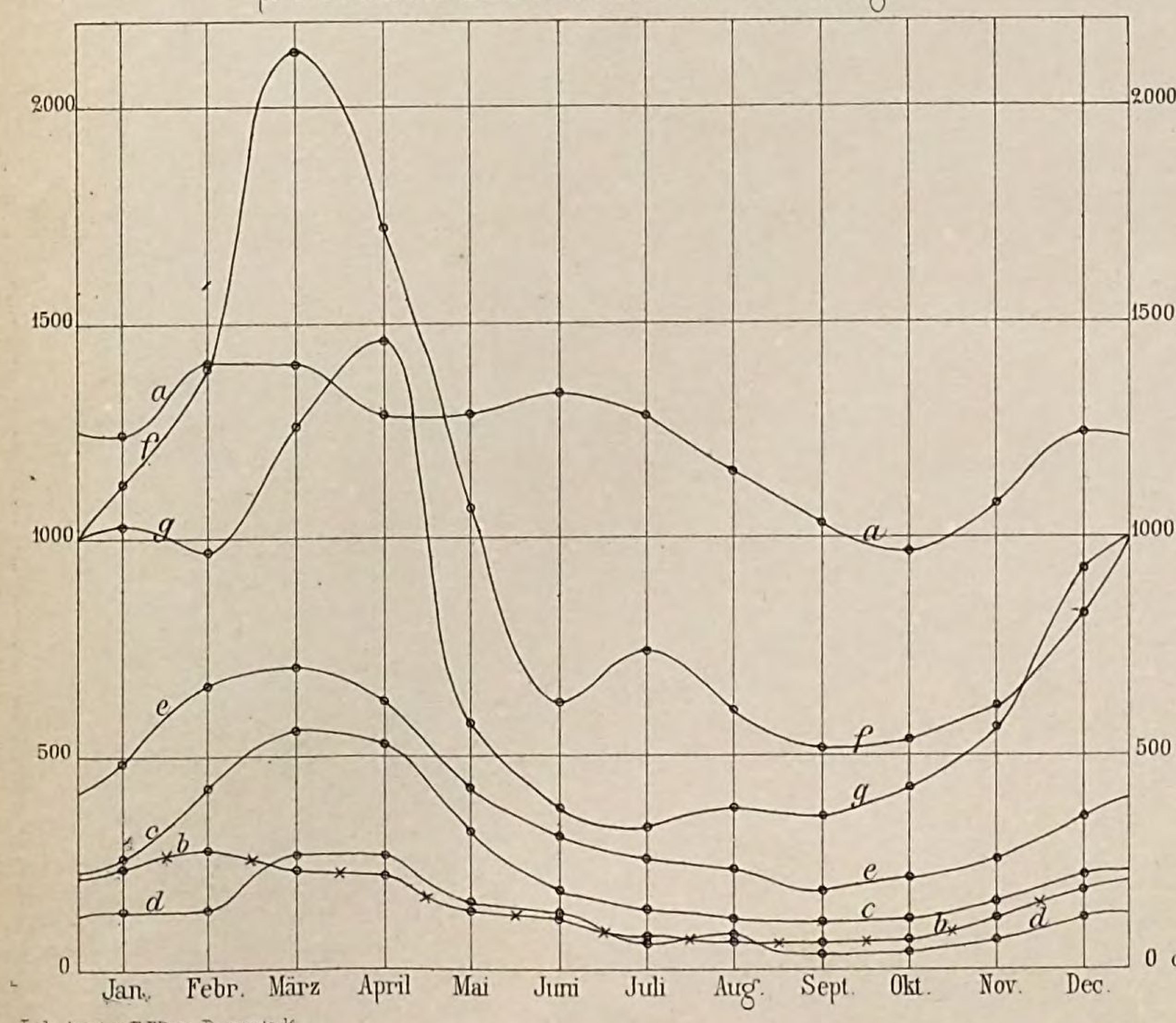
Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1. Der Bodensee an der Rheinmündung. M. 1 : 200 000.



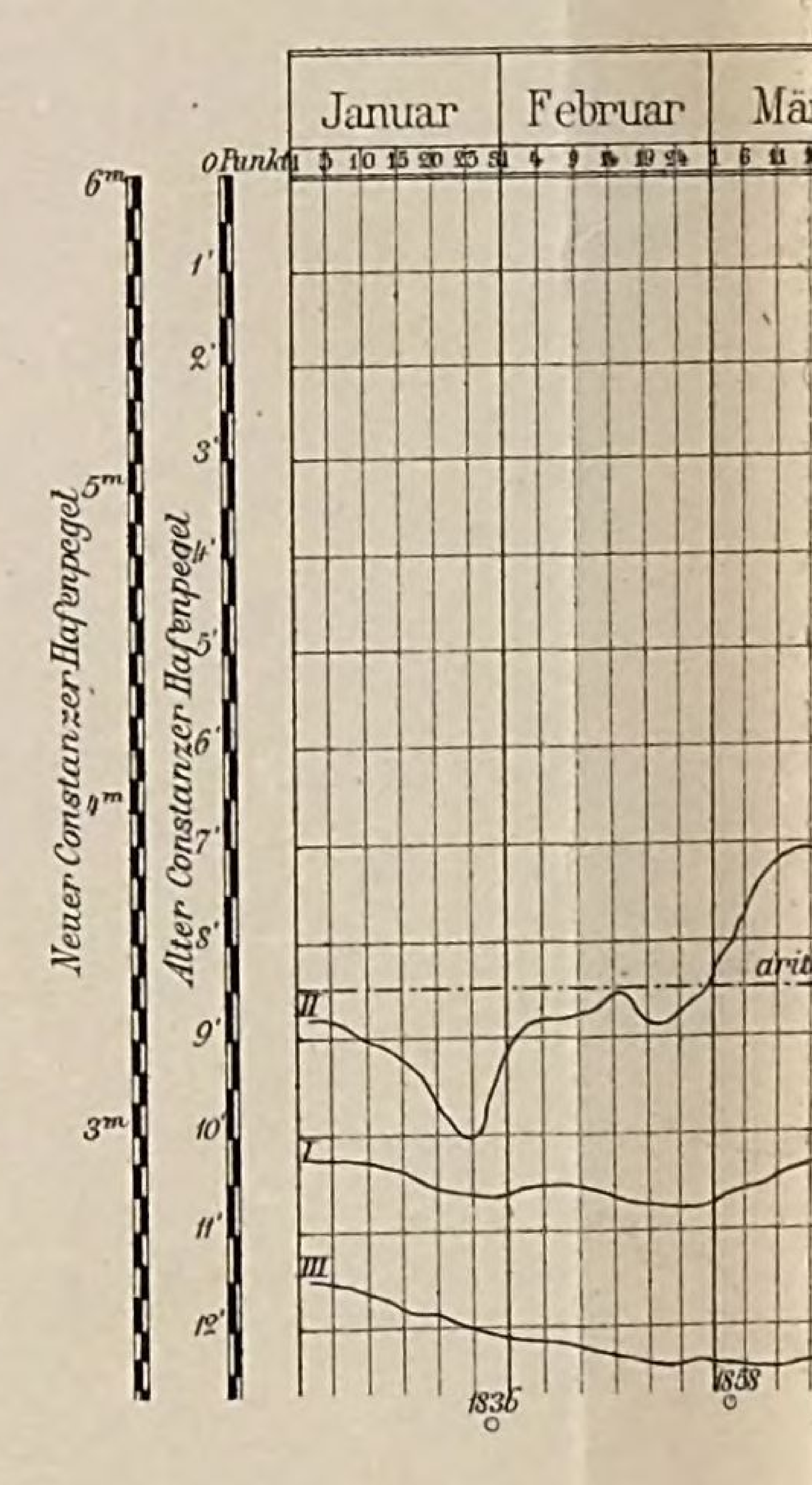
Fig. 5. Kurven der in deutschen Strömen im mittleren Durchschnitt der einzelnen Monate pro Sekunde abfliessenden Wassermengen.



(zu Fig. 5.)

Abflusskurven

aa des Rhein bei Coblenz.
bb der Weser bei Minden
cc der Elbe bei Torgau
dd der Oder bei Steinau
ee der Oder unterhalb der Warthemündung
ff der Weichsel bei Montauer Spitze
gg der Memel bei Tilsit

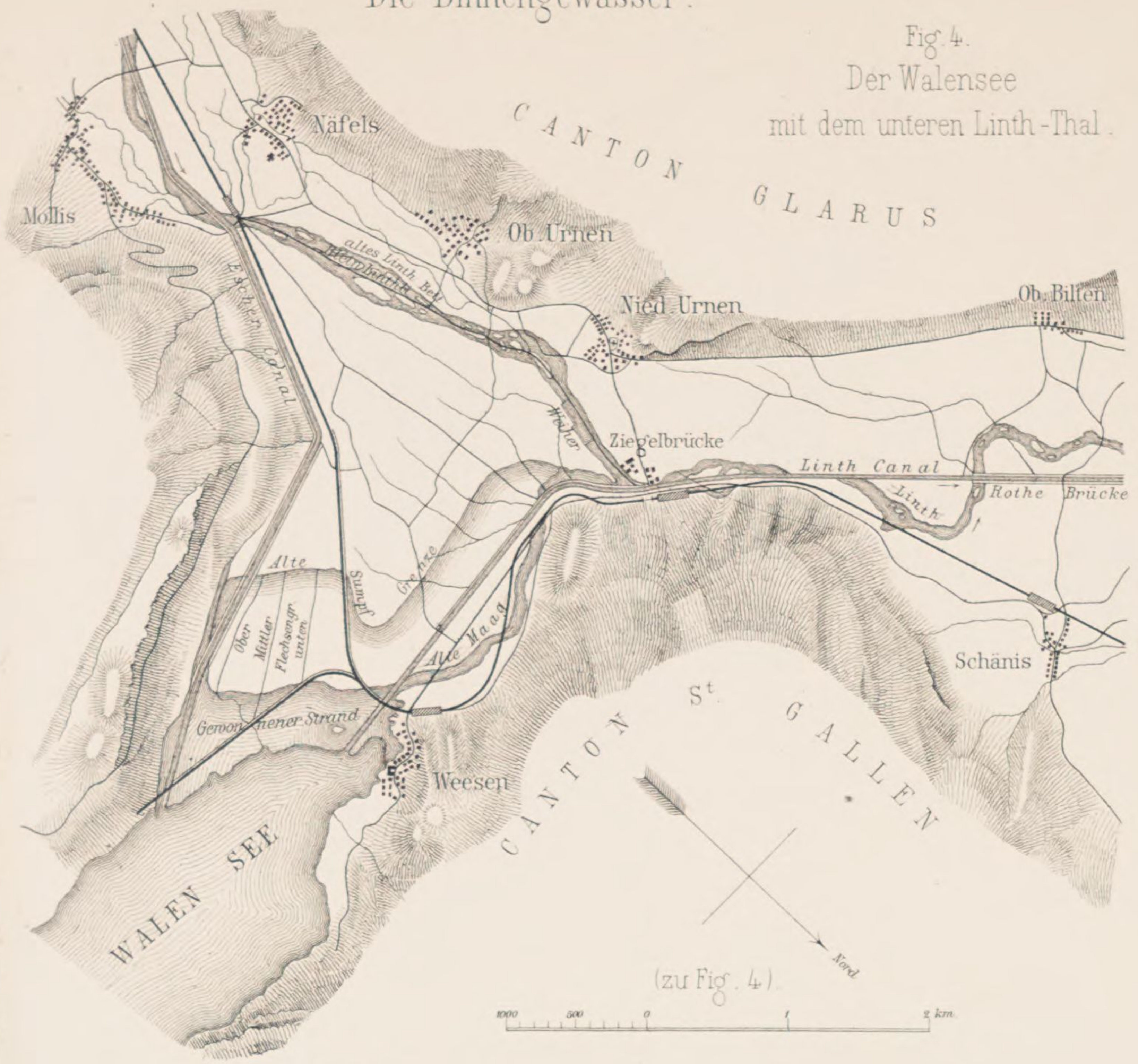


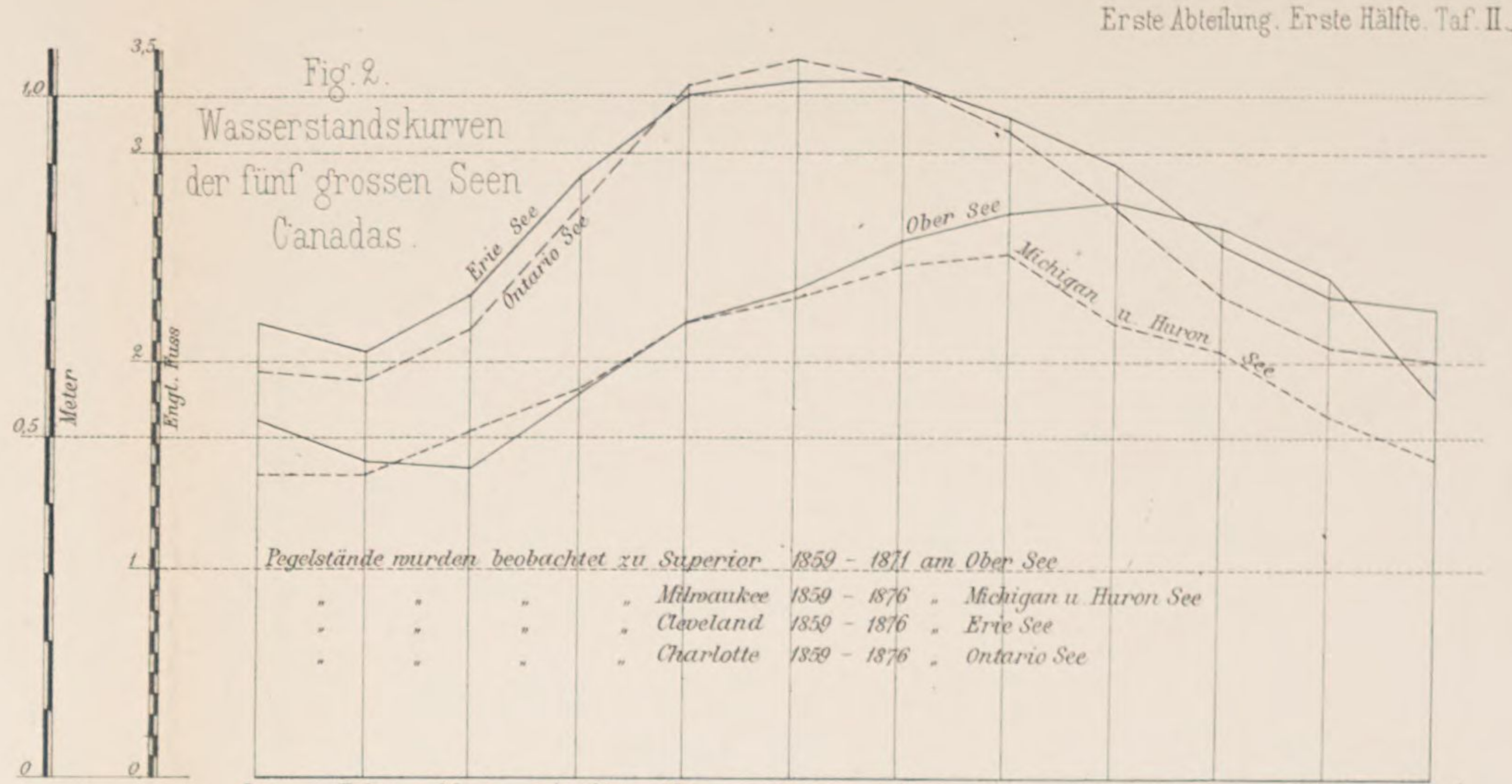
Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Fig. 1. Der Bodensee an der Rheinmündung. M. 1: 200 000.



Fig. 4. Der Walensee mit dem unteren Linth-Thal.





	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dec.
Ober See	1,73	1,53	1,51	1,84	2,19	2,33	2,59	2,71	2,80	2,66	2,42	1,83
Michigan u. Huron S.	1,47	1,48	1,69	1,87	2,21	2,38	2,46	2,52	2,21	2,08	1,75	1,58
Erie See	2,19	2,07	2,34	2,91	3,29	3,36	3,38	3,21	2,95	2,59	2,32	2,28
Ontario See	1,97	1,92	2,14	2,78	3,32	3,48	3,38	3,12	2,73	2,31	2,07	2,01

Fuss engl.

Fig. 3. Senkung des Walensees.
Höhen 1: 1250
Längen 1: 200 000

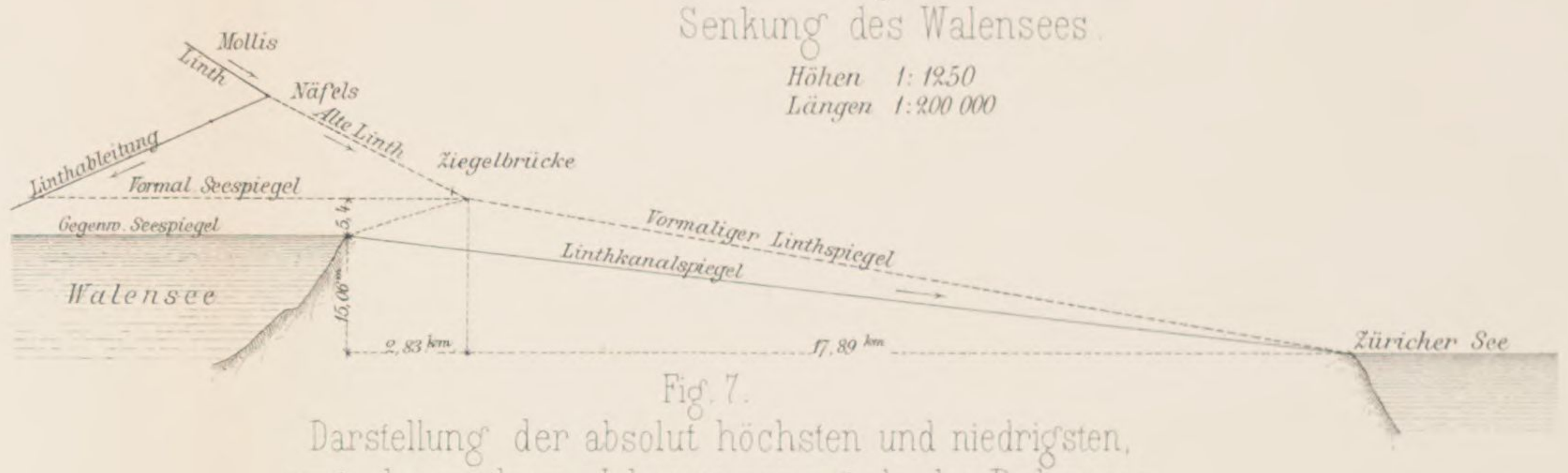
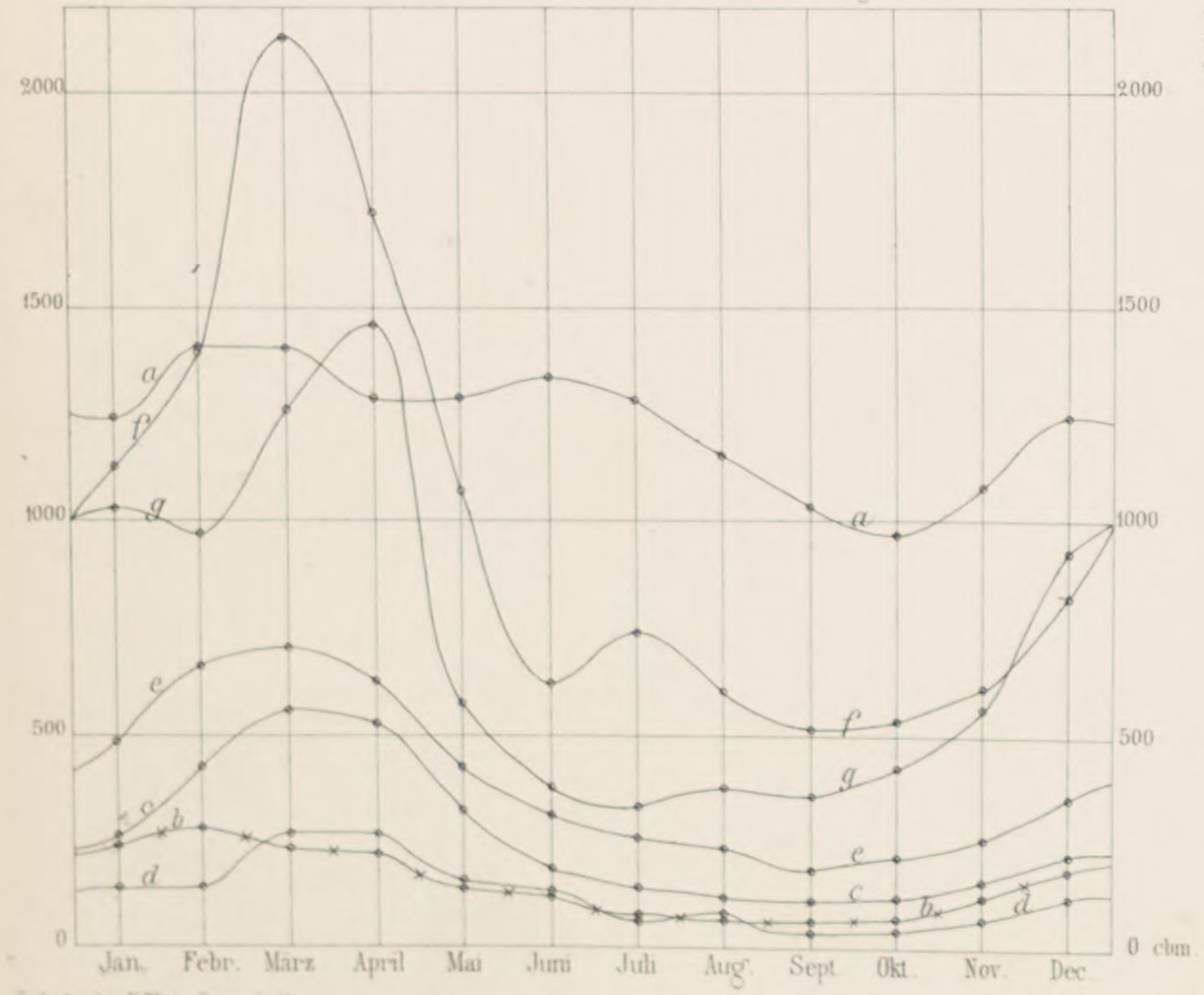


Fig. 5. Kurven der in deutschen Strömen im mittleren Durchschnitt der einzelnen Monate pro Sekunde abfliessenden Wassermengen.



(zu Fig. 5)

Abflusskurven

aa des Rhein bei Coblenz, *bb* der Weser bei Minden, *cc* der Elbe bei Torgau, *dd* der Oder bei Steinau, *ee* der Oder unterhalb der Warthemündung, *ff* der Weichsel bei Montauer-Spitze, *gg* der Memel bei Tilsit

Fig. 6. Kurven der mittleren, sowie der fünftägigen Maximal- und Minimalwasserstände des Bodensees am Pegel zu Constanz i. d. J. 1853 - 1876.

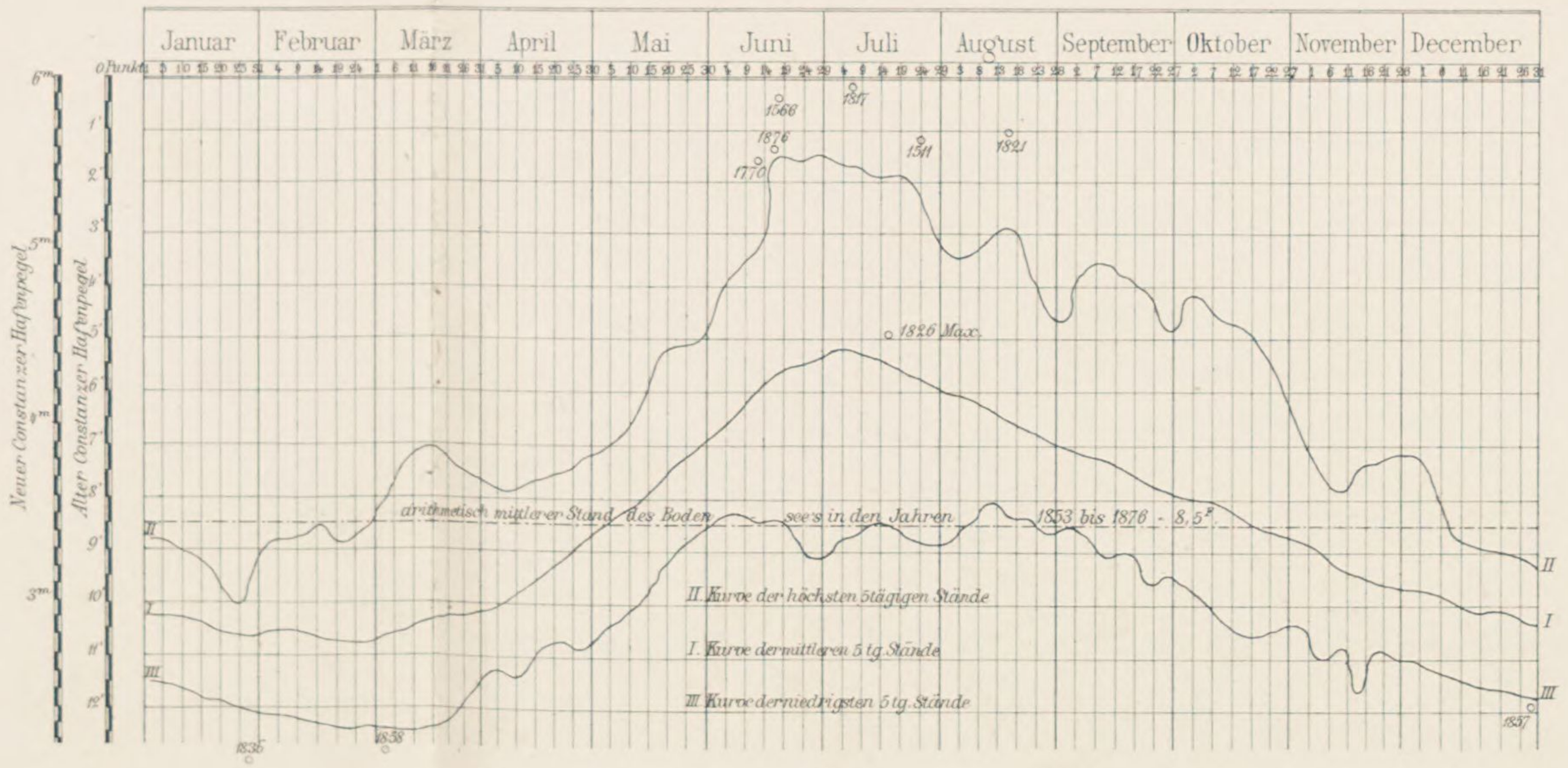
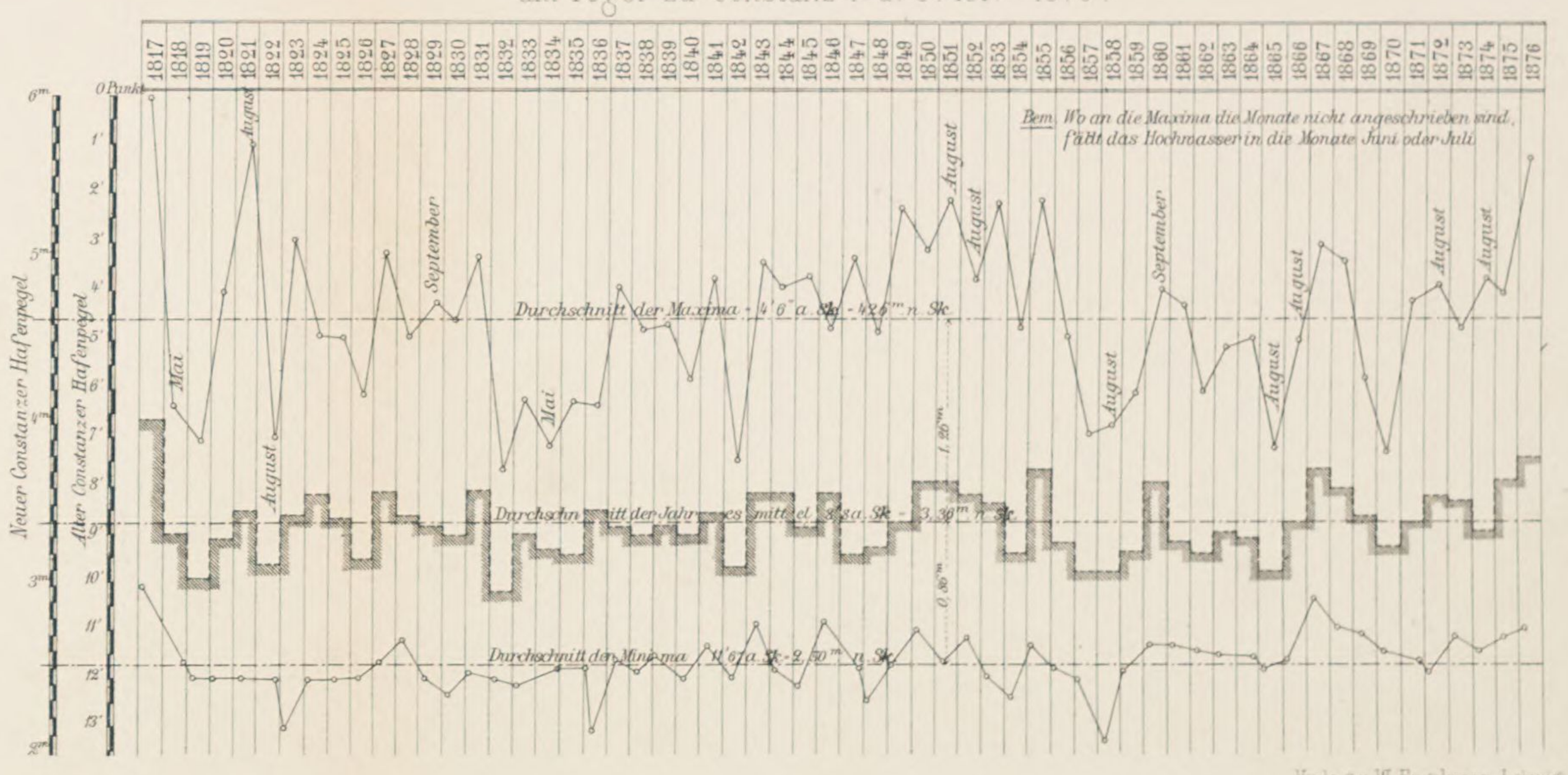


Fig. 7. Darstellung der absolut höchsten und niedrigsten, sowie der mittleren Jahreswasserstände des Bodensees am Pegel zu Constanz i. d. J. 1817 - 1876.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1, 2 u. 5.
Der Donau-Holler oberhalb Grein.
M. 1km - 0,017m.

Fig. 1.
Situation des Hollers.
i. J. 1806.

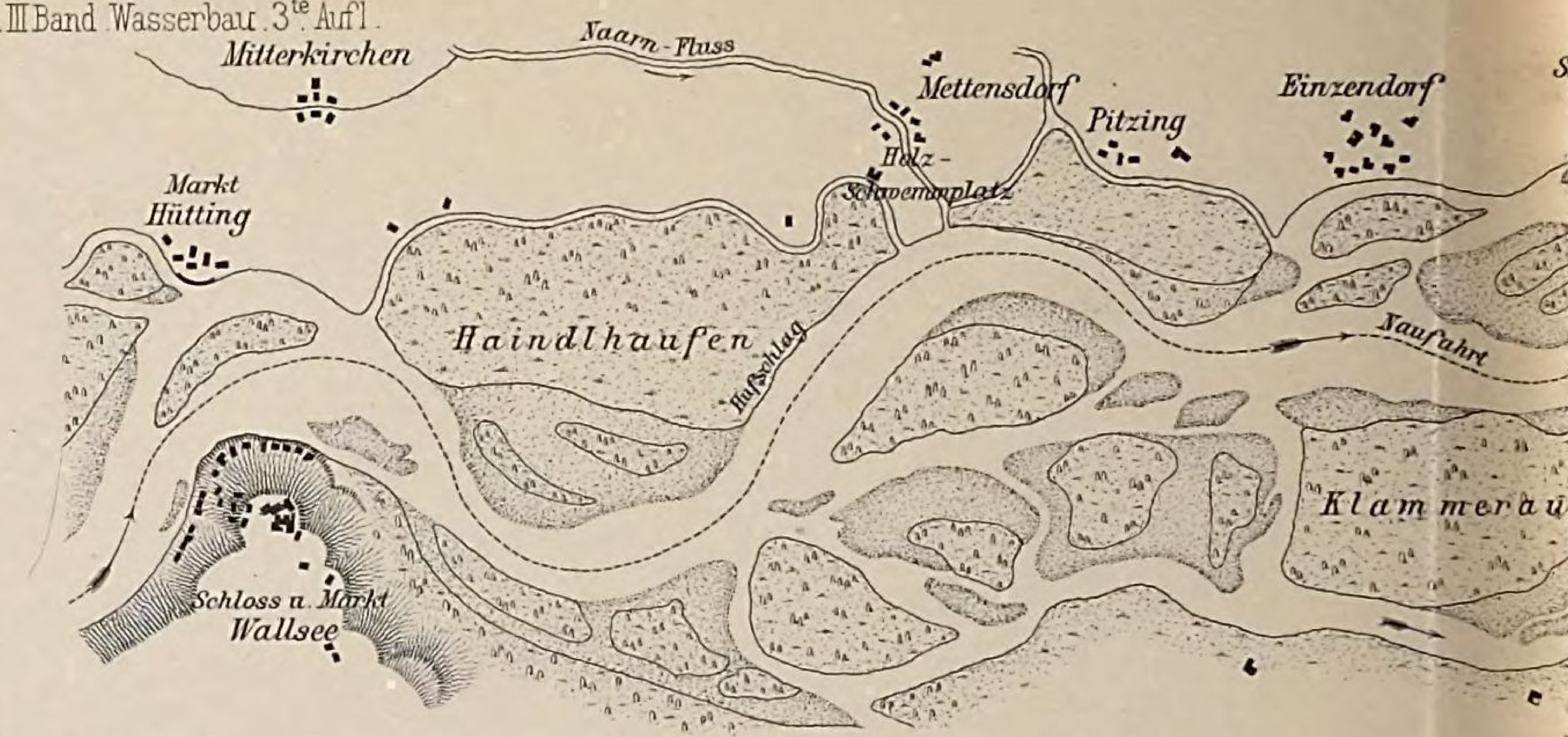


Fig. 3.
Gefällverhältnisse von Rhein, Neckar, Main, Main-Donau-Kanal Elbe und Saale.

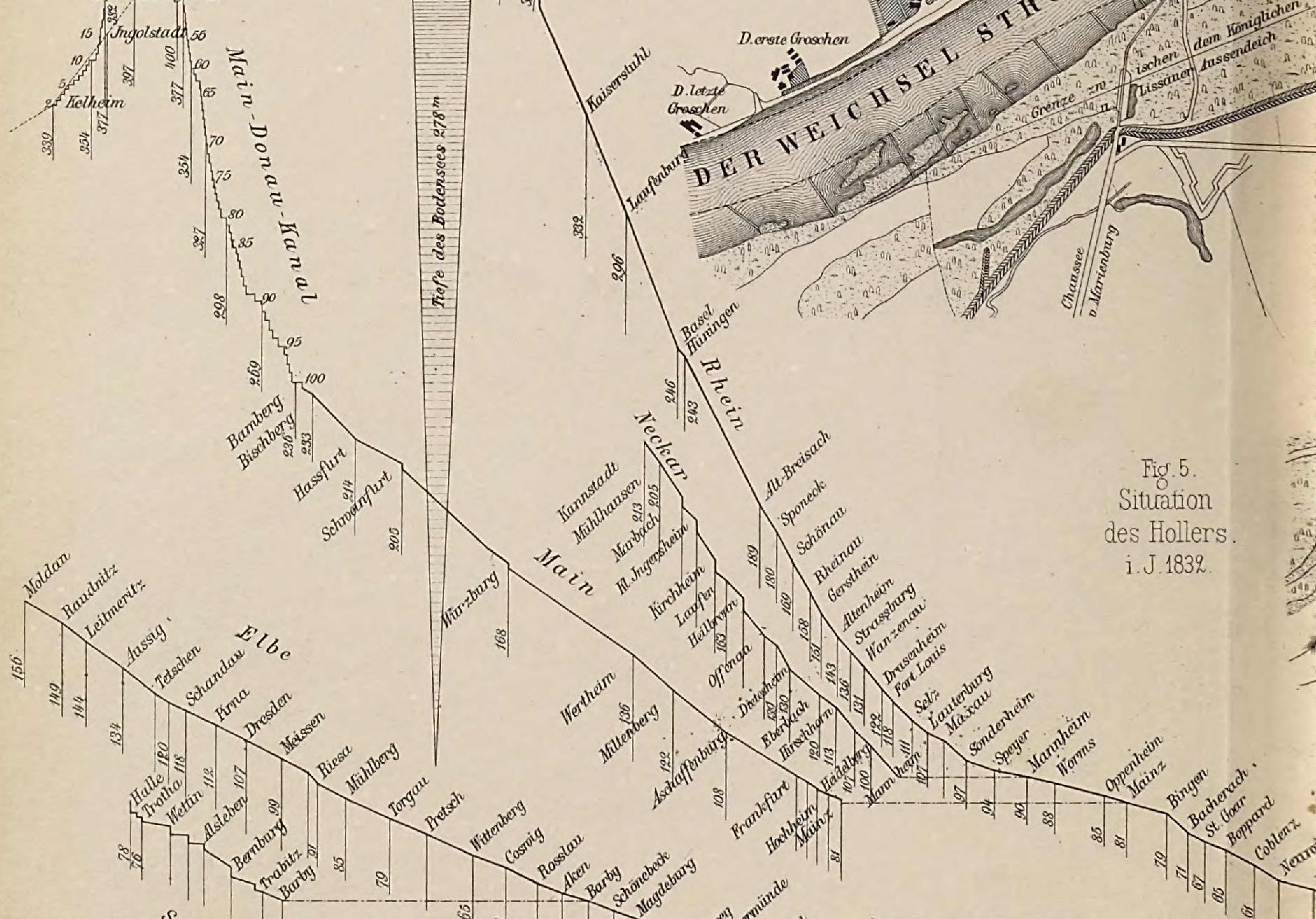


Fig. 4.
Die Weichsel.
M. 1: 30500.
(1km - 0,0328m.)

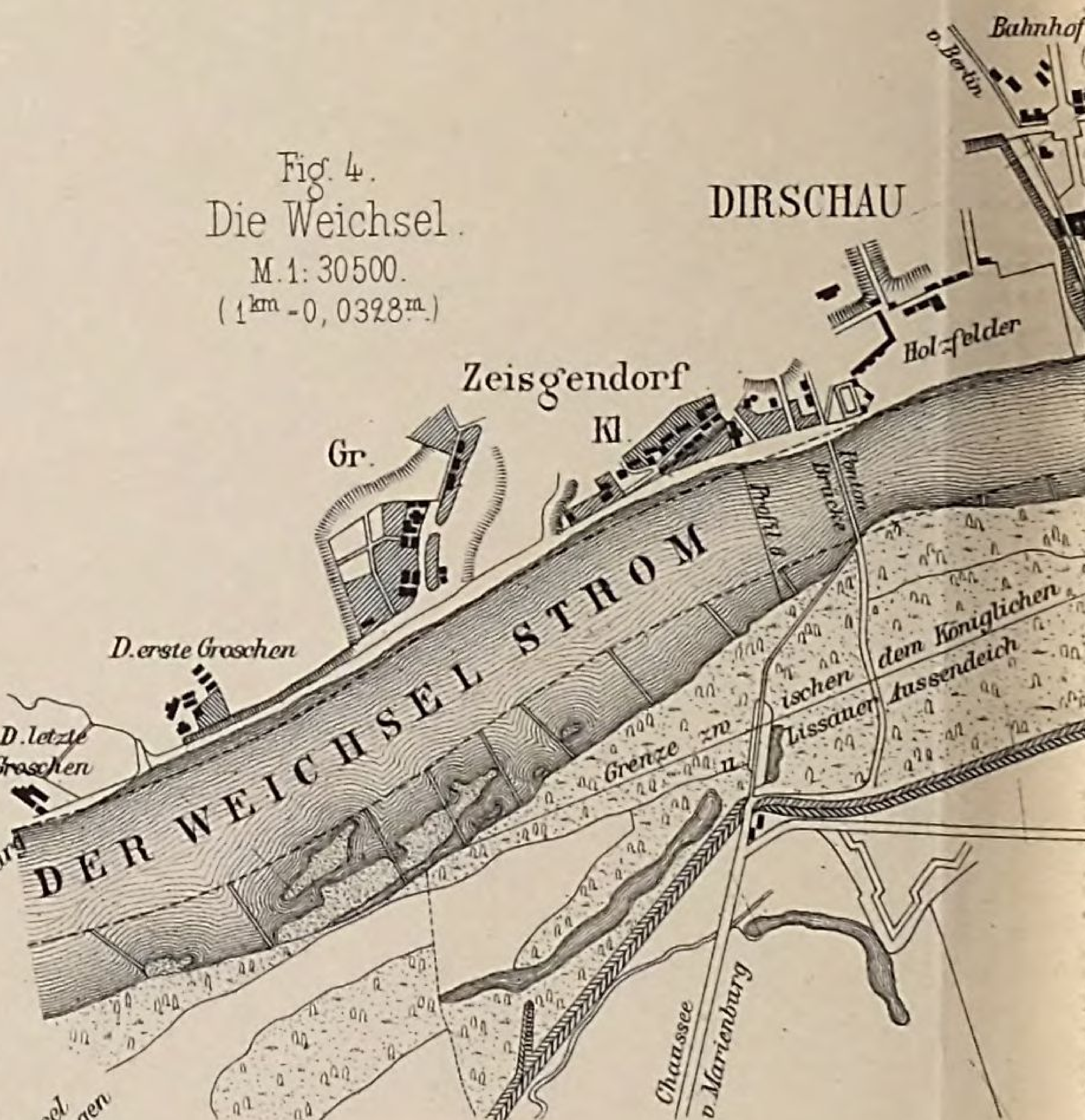


Fig. 5.
Situation des Hollers.
i. J. 1832.

Fig. 1. 2. u. 5.
Der Donau-Holler oberhalb Grein.
M. 1km - 0,017m.

Fig. 1.
Situation des Hollers i. J. 1806.

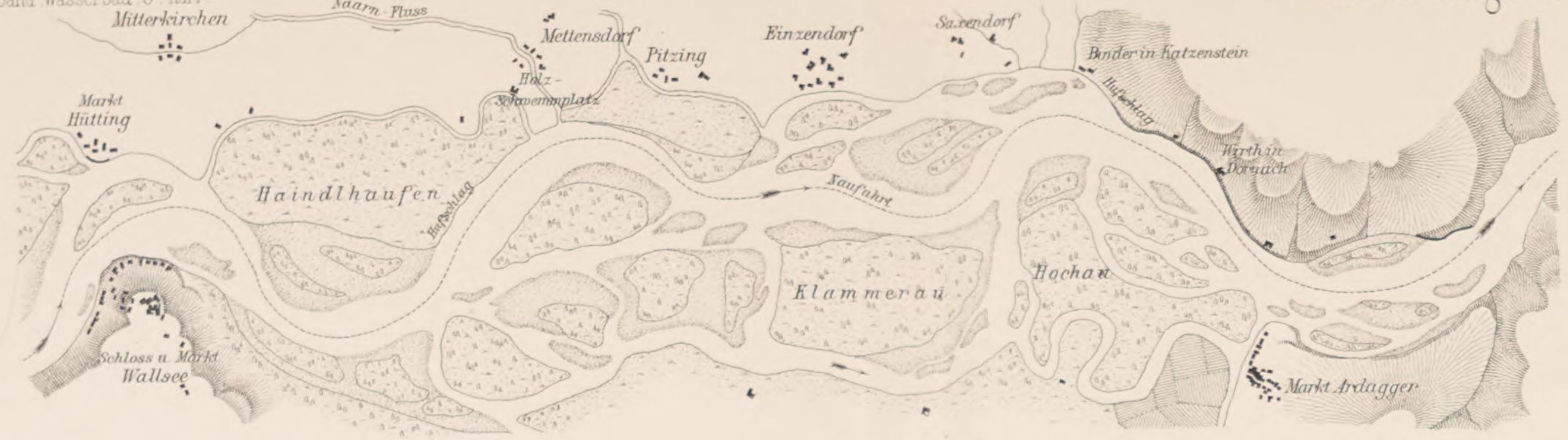


Fig. 2.
Situation des Hollers i. J. 1819.

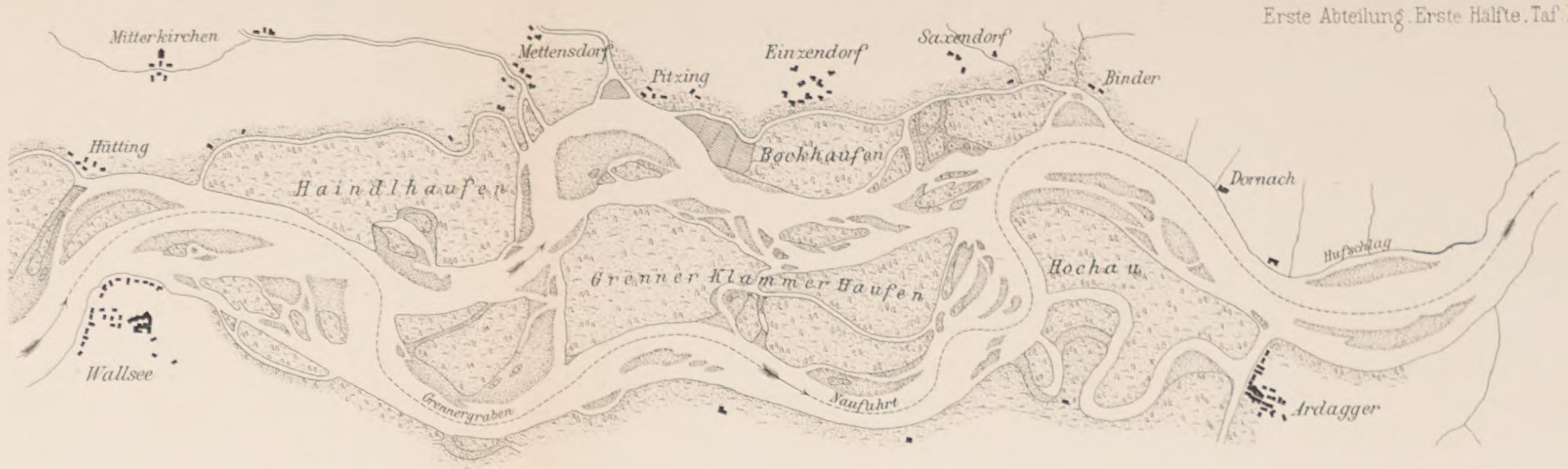


Fig. 3.
Gefällverhältnisse von Rhein, Neckar, Main, Main-Donau-Kanal, Elbe und Saale.

Längen 1: 6000000.
Höhen 1: 3000.

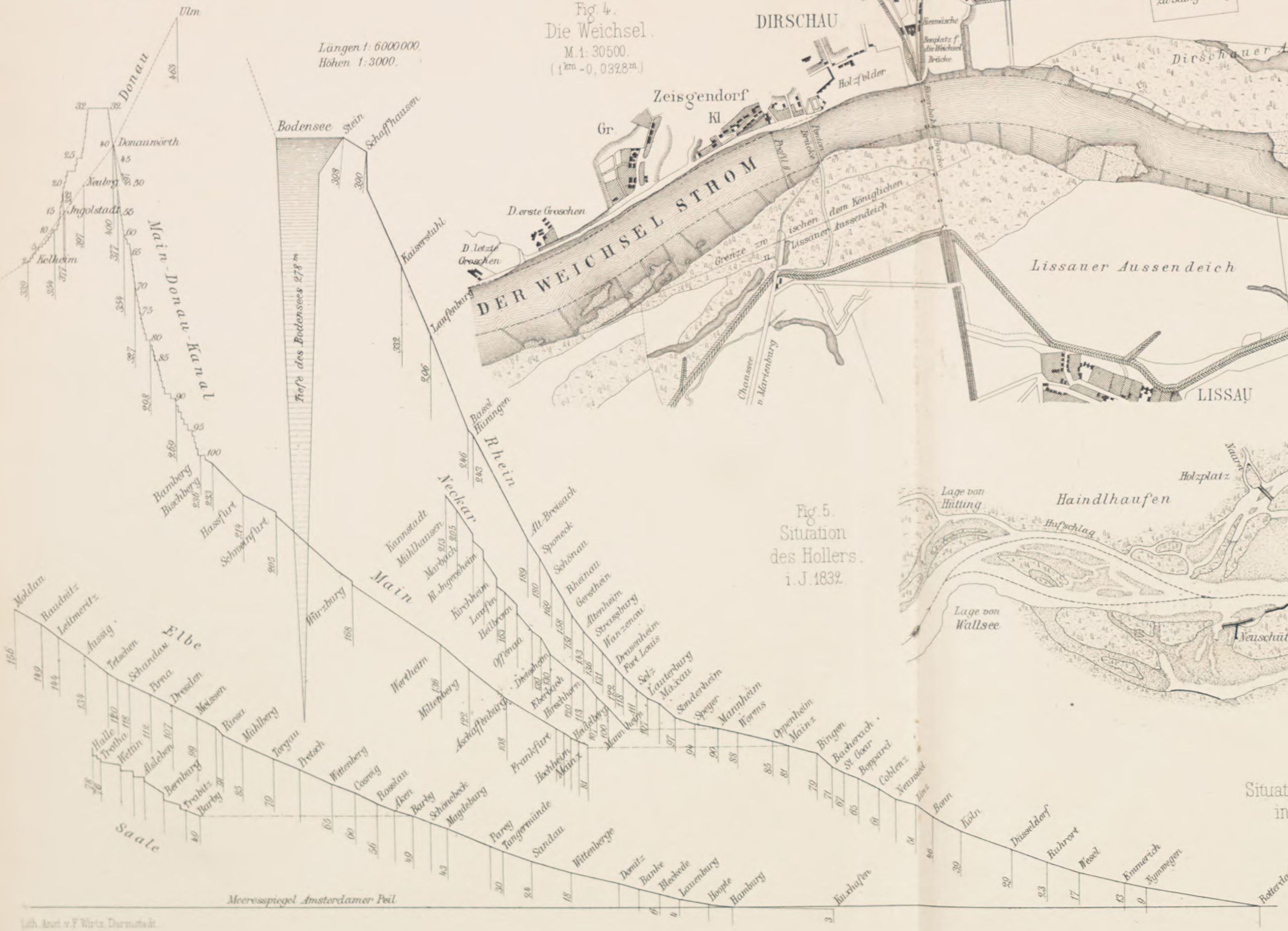


Fig. 4.
Die Weichsel.
M. 1: 30500.
(1km - 0,0328m.)



Fig. 5.
Situation des Hollers i. J. 1832.

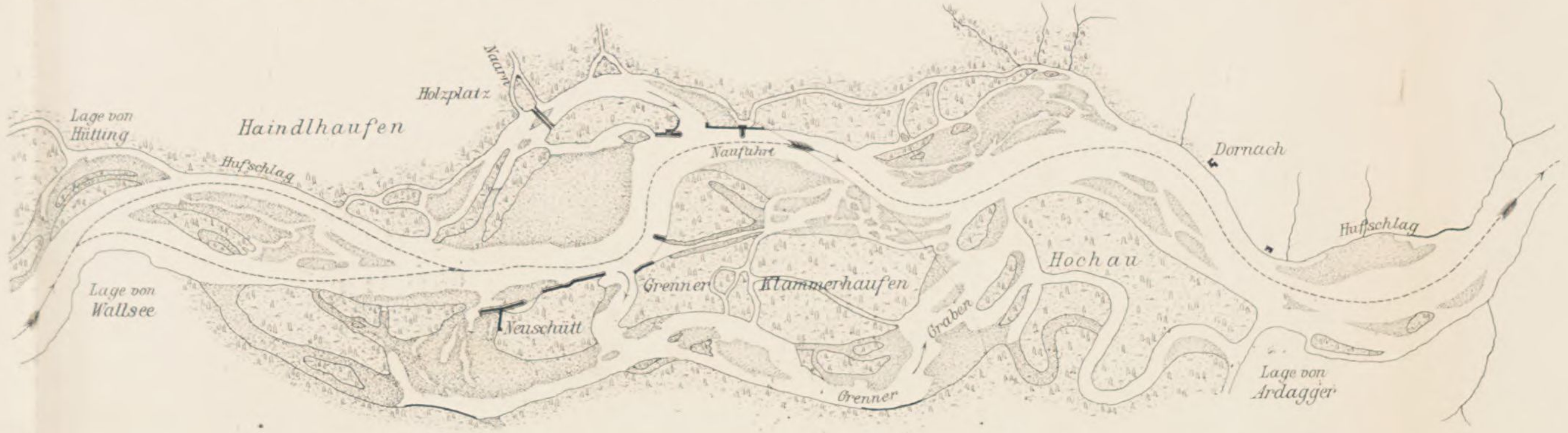


Fig. 6.
Situation der Weser in Bremen.

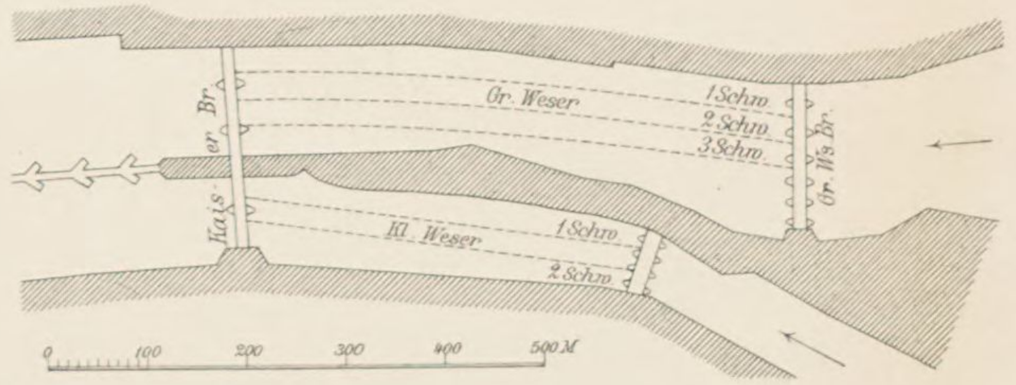
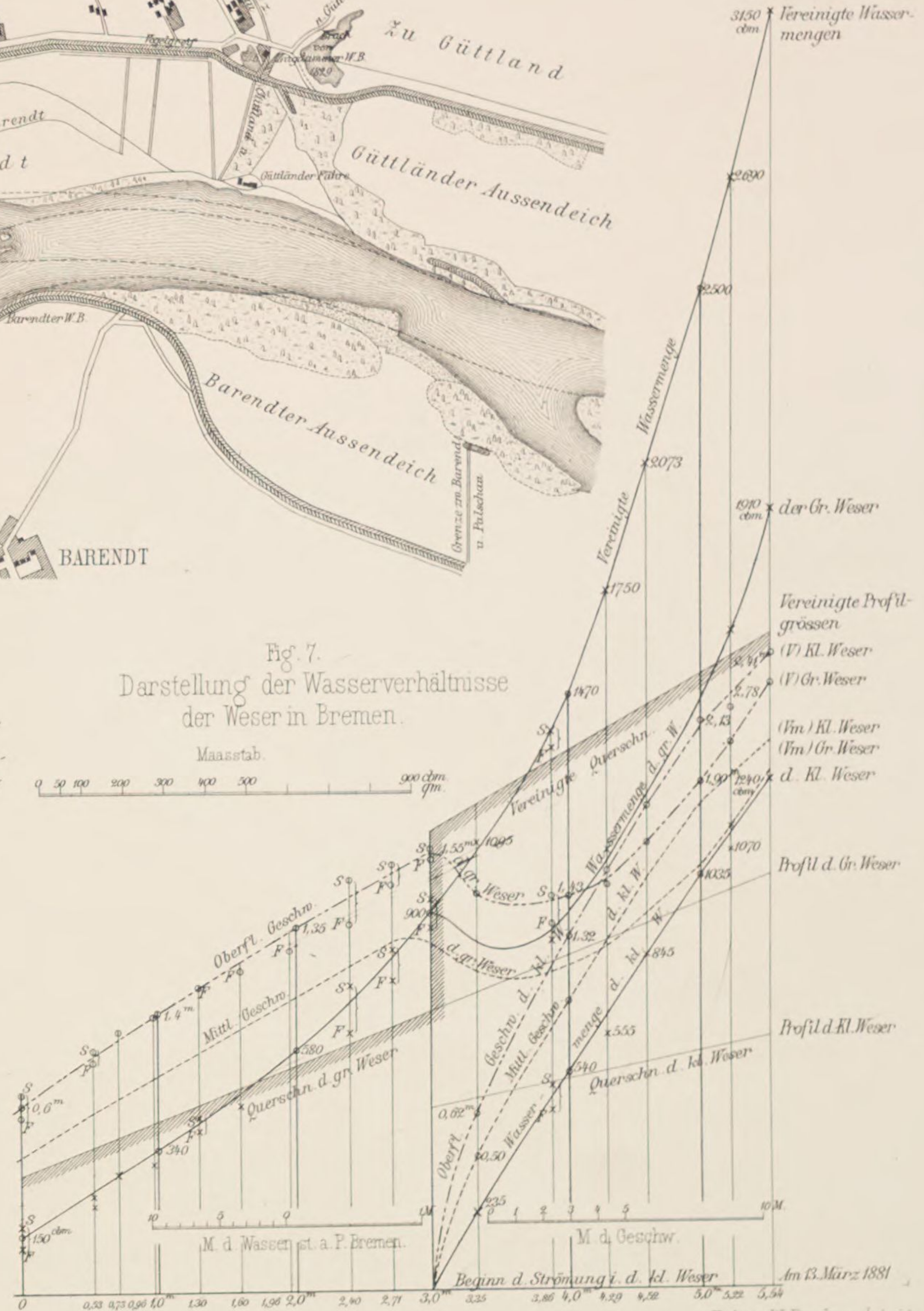
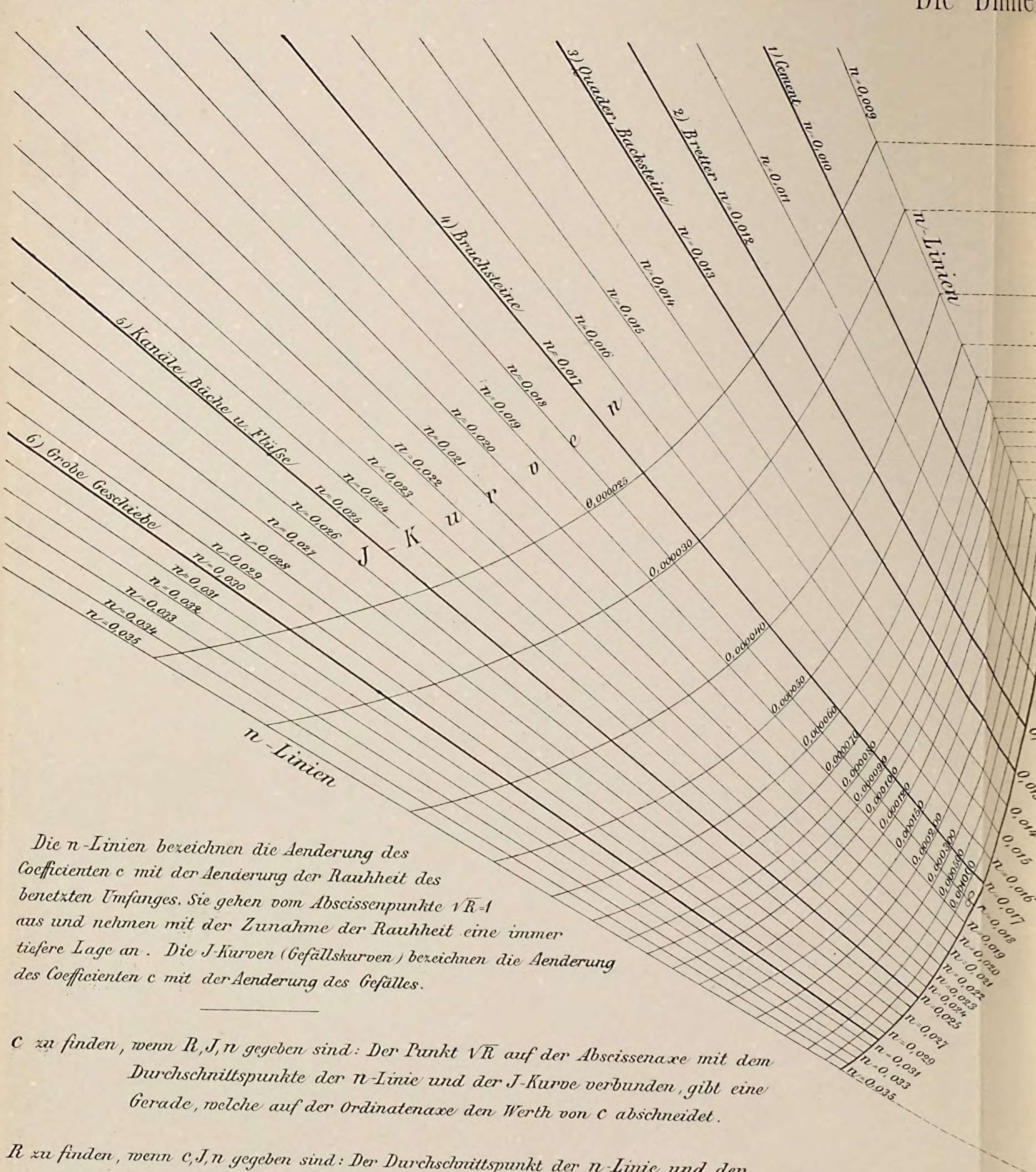


Fig. 7.
Darstellung der Wasserverhältnisse der Weser in Bremen.





Die n-Linien bezeichnen die Aenderung des Coefficienten c mit der Aenderung der Rauhheit des benetzten Umfanges. Sie gehen vom Abscissenpunkte $\sqrt{R}=1$ aus und nehmen mit der Zunahme der Rauhheit eine immer tiefere Lage an. Die J-Kurven (Gefällskurven) bezeichnen die Aenderung des Coefficienten c mit der Aenderung des Gefälles.

c zu finden, wenn R, J, n gegeben sind: Der Punkt $\sqrt{R}$ auf der Abscissenaxe mit dem Durchschnittspunkte der n-Linie und der J-Kurve verbunden, gibt eine Gerade, welche auf der Ordinatenaxe den Werth von c abschneidet.

R zu finden, wenn c, J, n gegeben sind: Der Durchschnittspunkt der n-Linie und der J-Kurve mit dem Punkte c auf der Ordinatenaxe bilden eine gerade Linie, welche, bis zur Abscissenaxe verlängert, hier den Werth $\sqrt{R}$ angibt.

J zu finden, wenn c, R, n gegeben sind: Der Punkt $\sqrt{R}$ auf der Abscissenaxe mit dem Punkt c auf der Ordinatenaxe geben eine gerade Linie, welche, bis auf die gegebene n-Linie verlängert, hier das Gefälle J abschneidet.

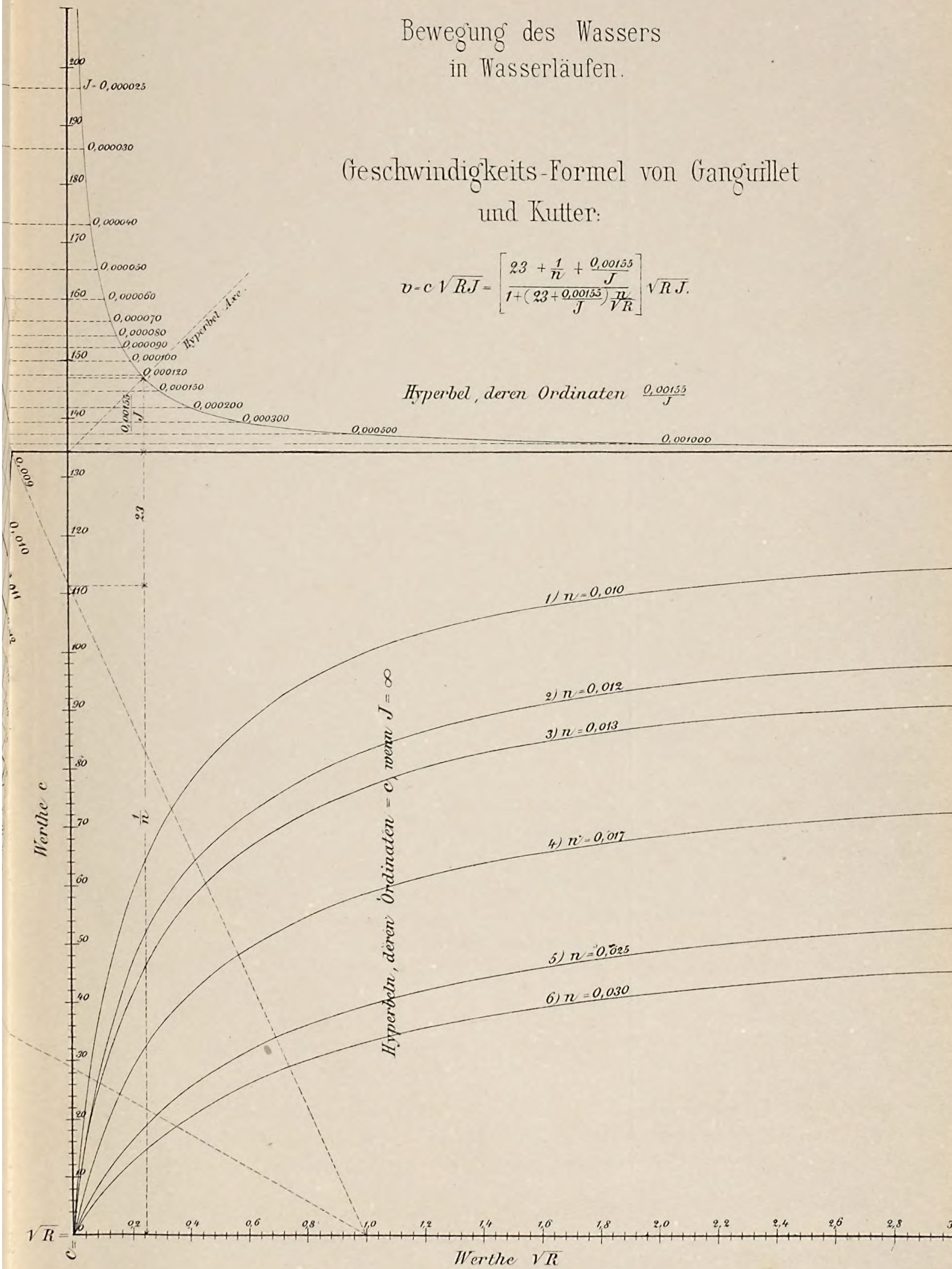
n zu finden, wenn c, R, J gegeben sind: Der Punkt $\sqrt{R}$ auf der Abscissenaxe mit dem Punkt c auf der Ordinatenaxe bilden eine Gerade, welche, bis an die gegebene J-Kurve verlängert, hier n anzeigt.

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Bewegung des Wassers in Wasserläufen.

Geschwindigkeits-Formel von Ganguillet und Kutter:

$$v = c\sqrt{RJ} = \left[\frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}}\right]\sqrt{RJ}.$$



Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1.
Der Rheinstrom bei Cöln
i. J. 1872.
Maasstab 1:40 000 (1km. - 0,025m.)

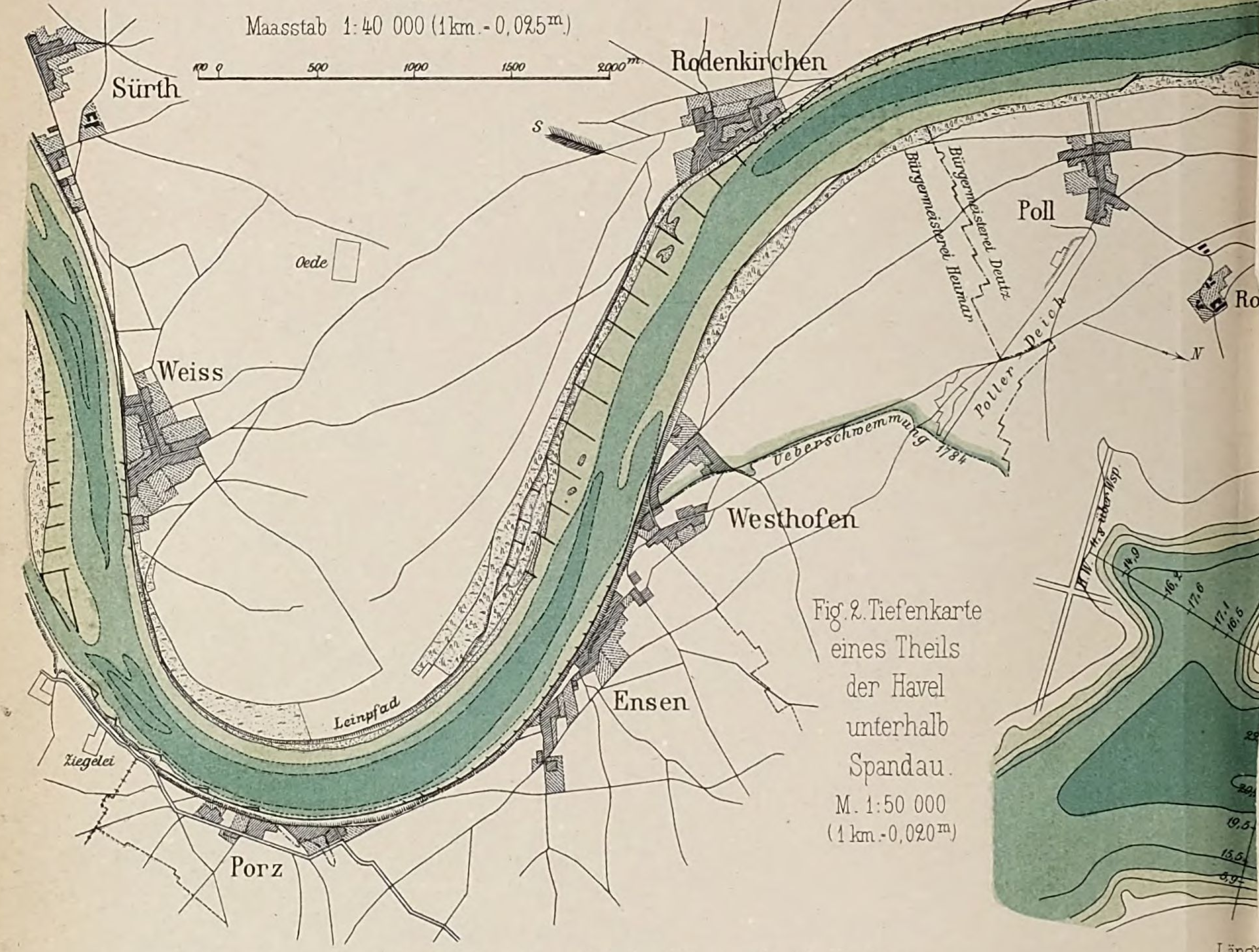
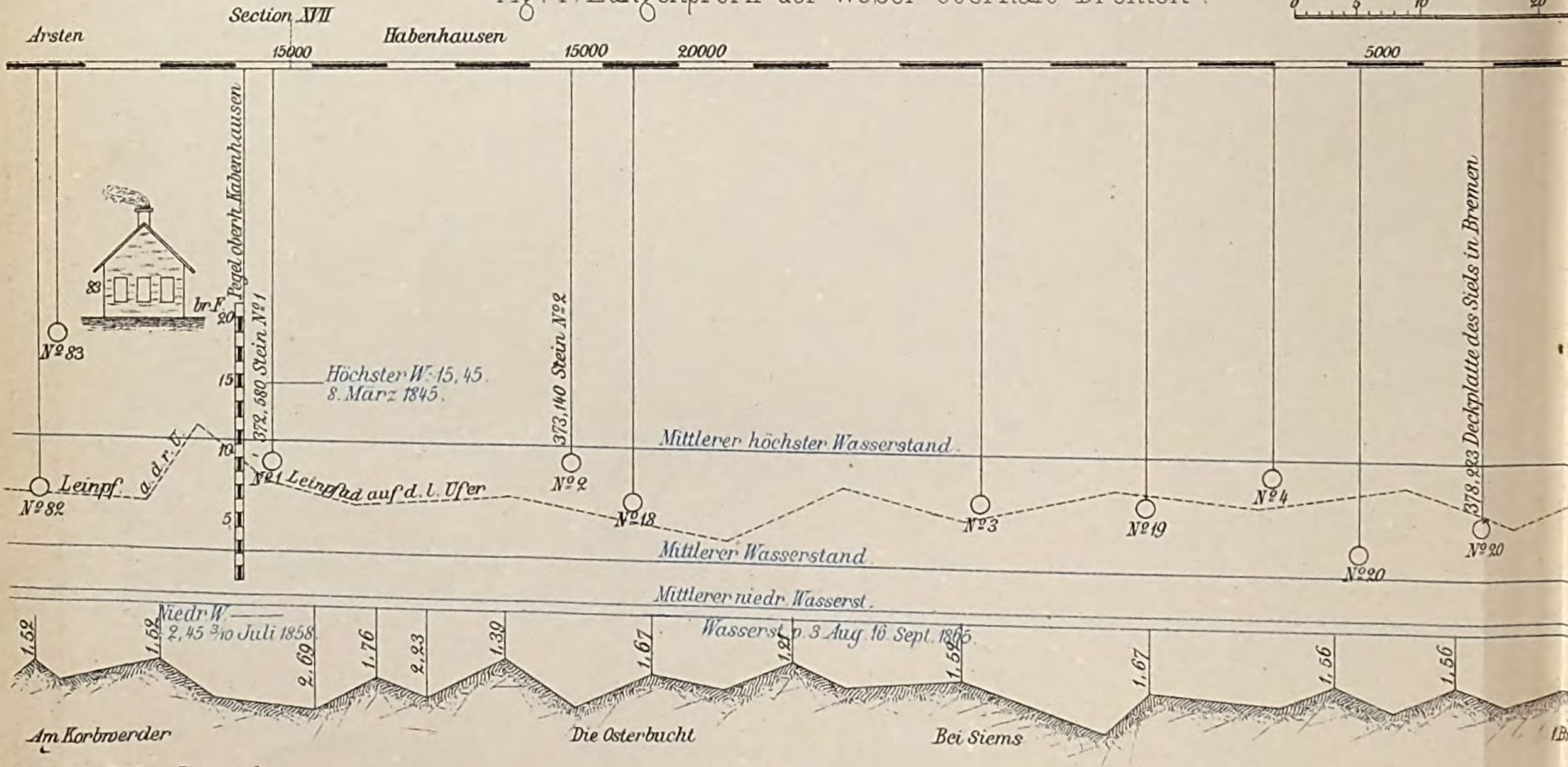


Fig. 2. Tiefenkarte eines Theils der Havel unterhalb Spandau.
M. 1:50 000
(1 km. - 0,020m)

Fig. 4. Längenprofil der Weser oberhalb Bremen.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Die Binnengewässer.

Stromkarten und Längenprofile.

Fig. 1. Der Rheinstrom bei Cöln i. J. 1872.

Maasstab 1:40 000 (1 km = 0,025 m)



Fig. 2. Tiefenkarte eines Theils der Havel unterhalb Spandau. M. 1:50 000 (1 km = 0,020 m)

(Zu Fig. 2.) Die Zahlen geben die Tiefen unter dem Wasserspiegel der Havel an.

Fig. 3. Karte und Längenprofil der Eger bei Warta am 31. Aug. 1876 Vorm.

(Fixpunkt in der Höhe der Stufe des Stationsgebäudes = 100 m angenommen)

Längen 1:8000
Höhen 1:40

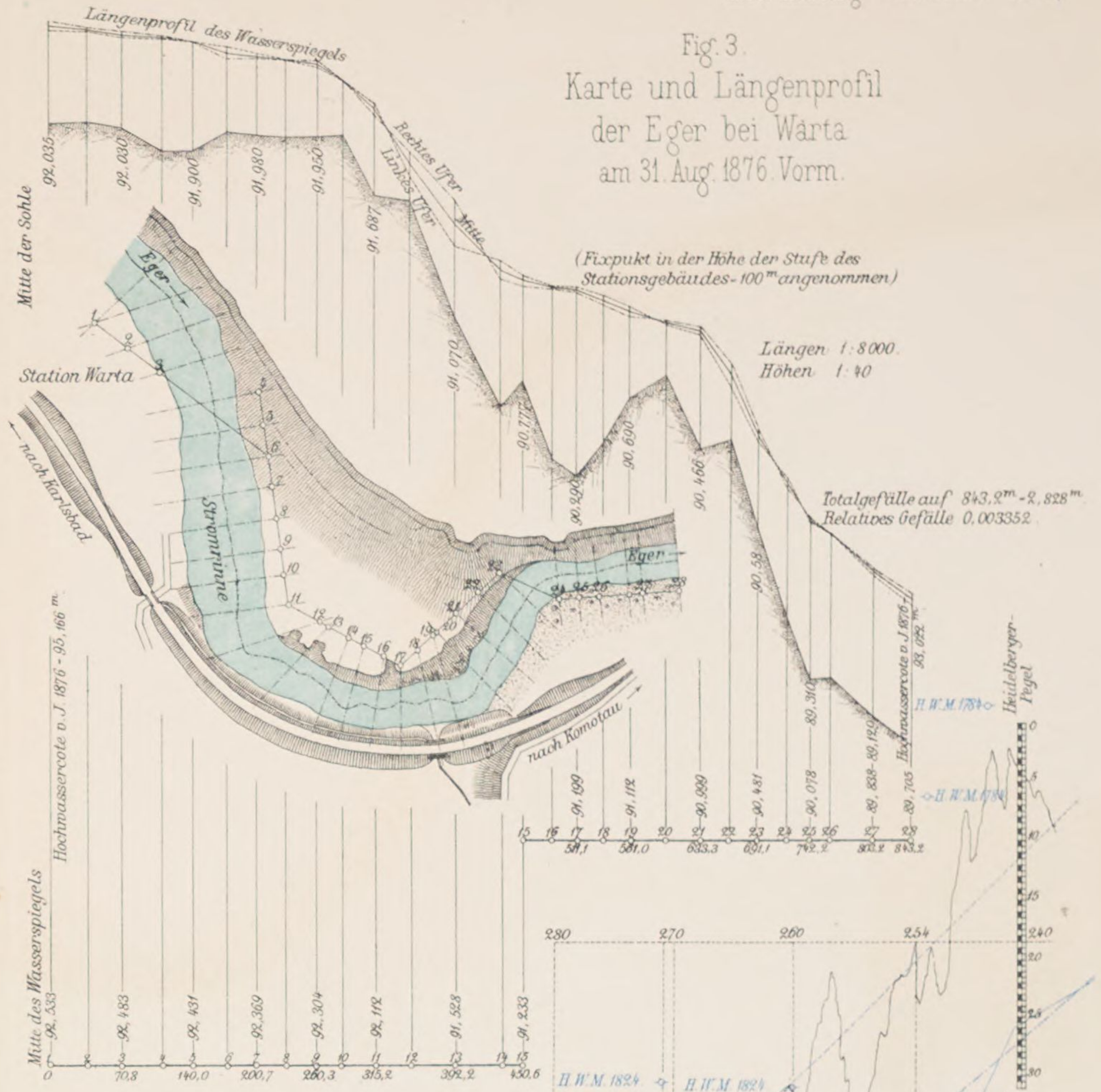


Fig. 4. Längenprofil der Weser oberhalb Bremen.

Längen 1:20 000. Höhen 1:240

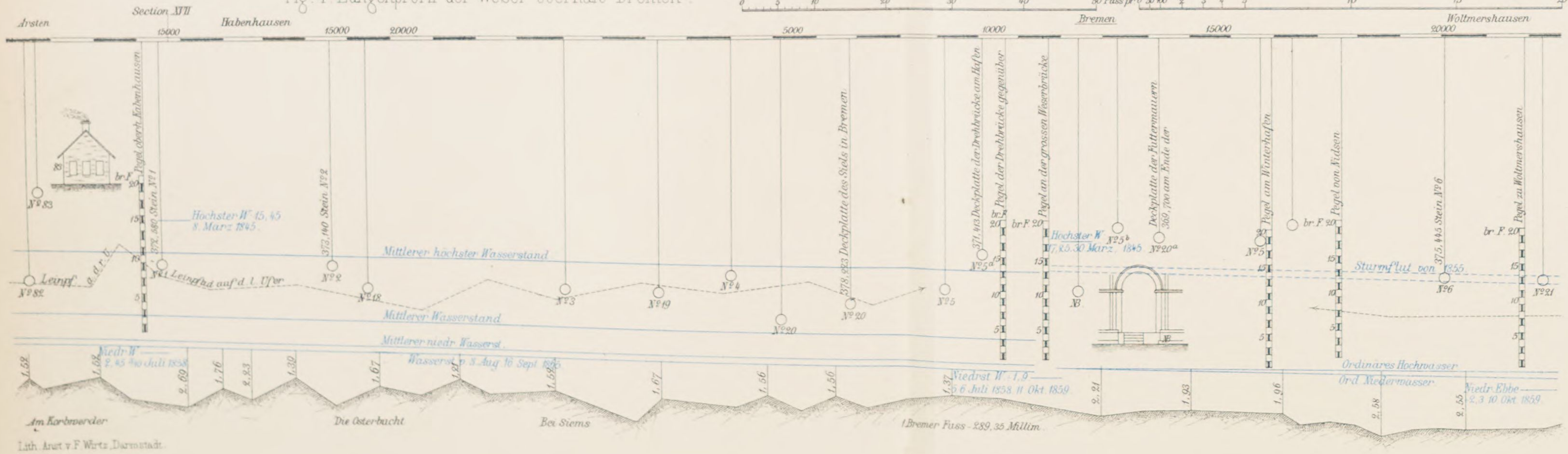
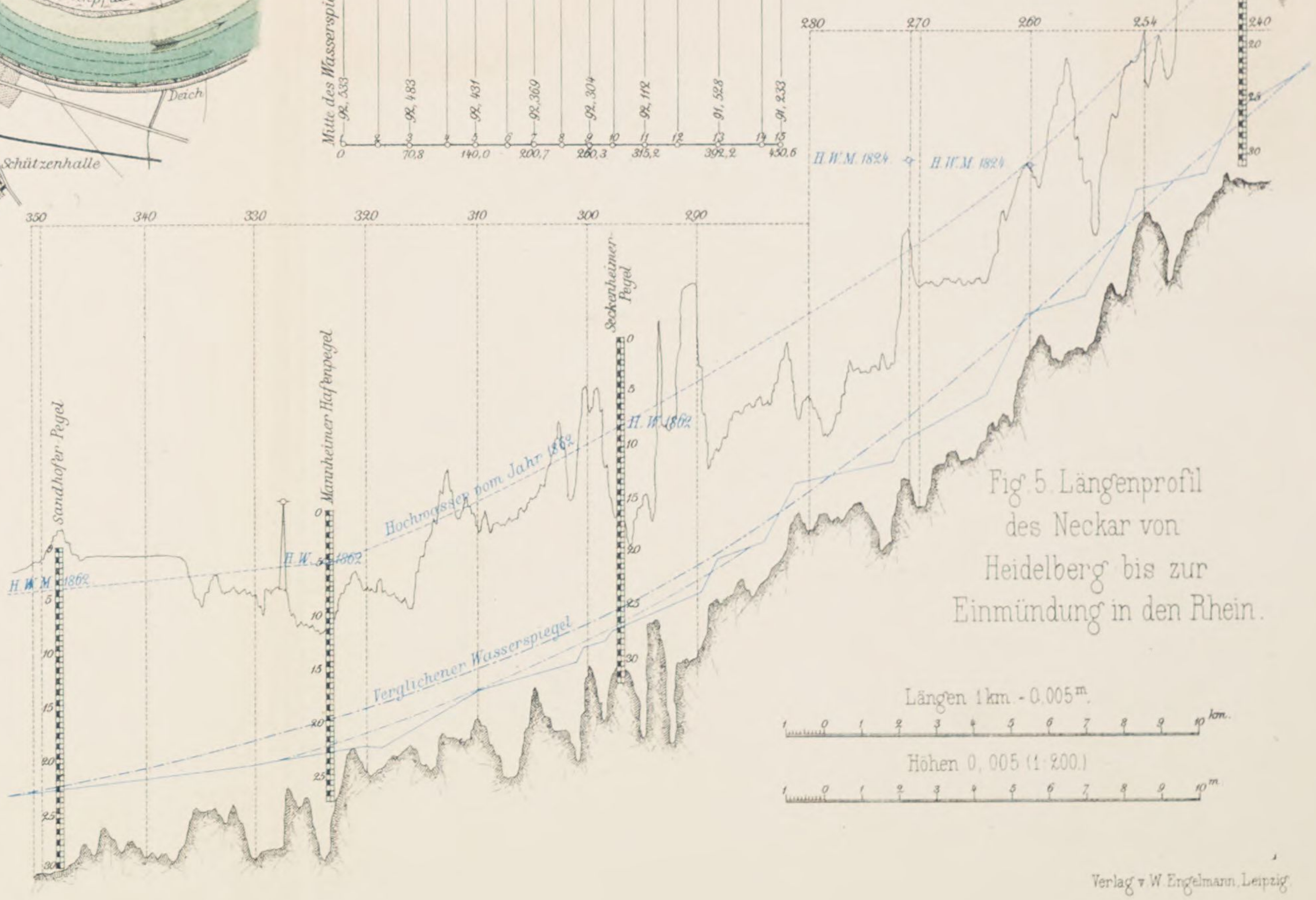


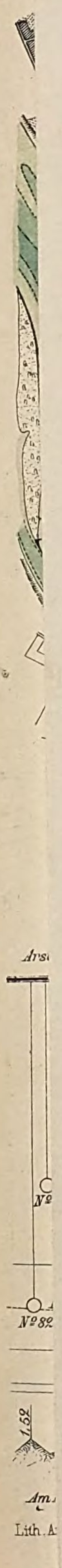
Fig. 5. Längenprofil des Neckar von Heidelberg bis zur Einmündung in den Rhein.

Längen 1 km = 0,005 m. Höhen 0,005 (1:200)



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.



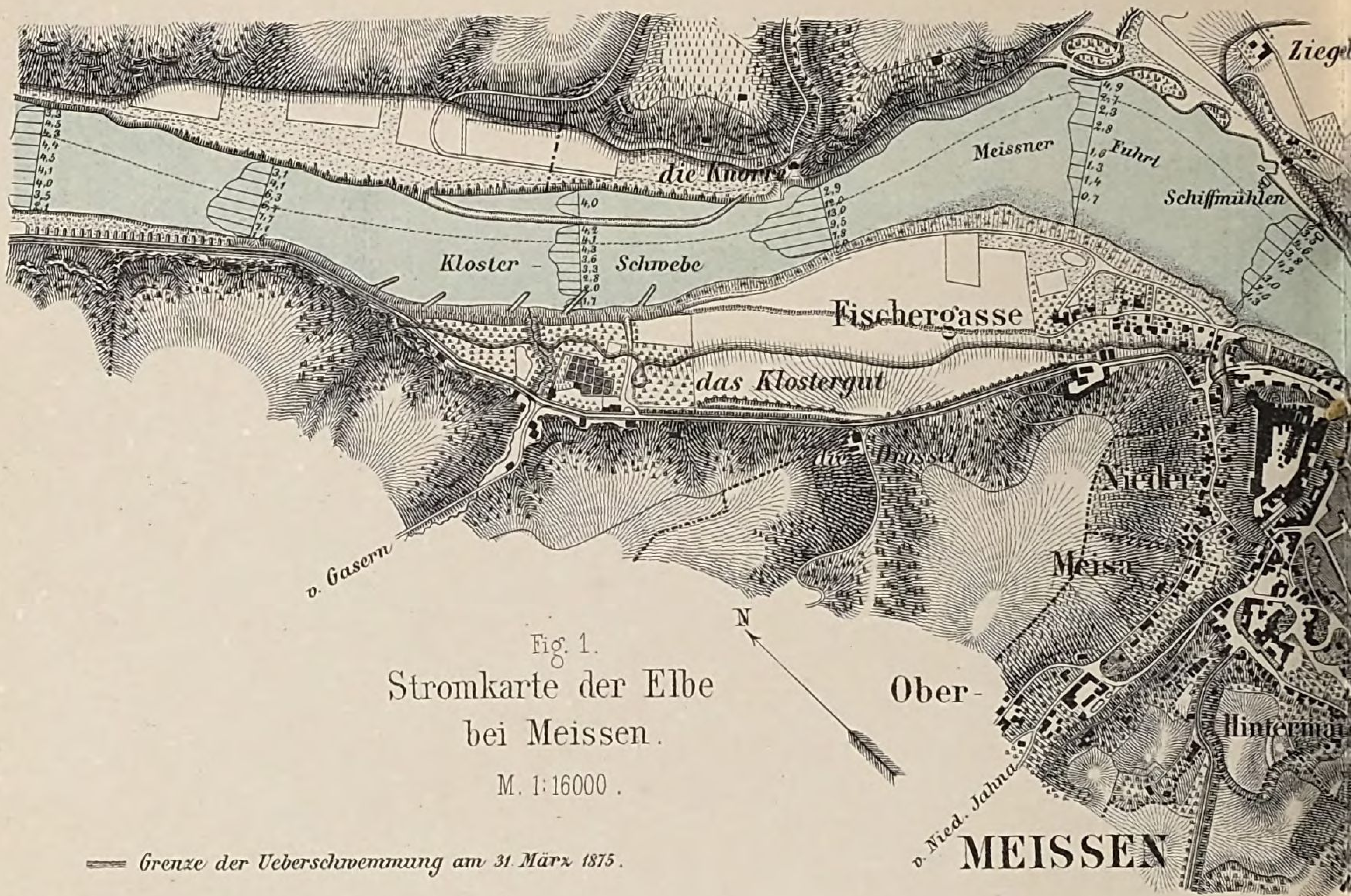
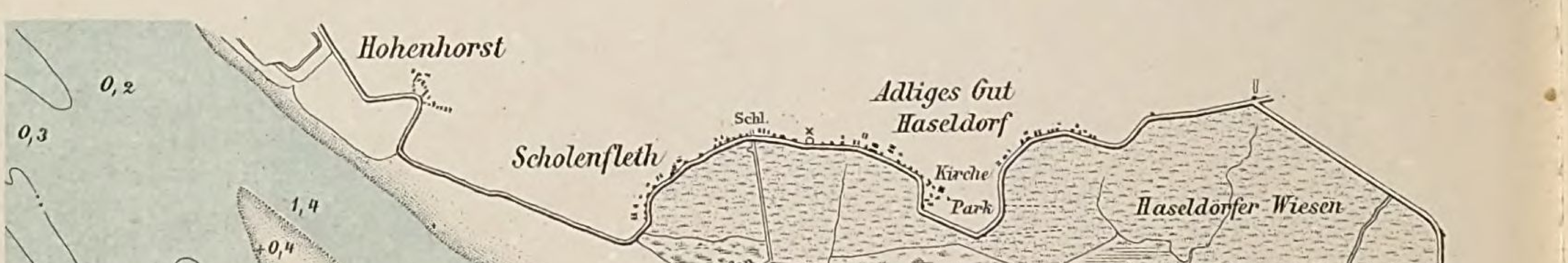


Fig. 1.
Stromkarte der Elbe
bei Meissen.
M. 1:16000.

Grenze der Ueberschwemmung am 31. März 1875.



Linie der Tiefe von 2 Faden unter N.W.
" " " " 4 " " "
" " " " 6 " " "
" " " " 8 " " "
Deich

Windmühle
große Baaken
weiße Tonne
Boye im weißen Tonnenstrich
schwarze Tonne
Boye im schwarzen Tonnenstrich

festes Aufse…
Schilf
Sand und S…

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Die Binnengewässer.

Stromkarten.



Fig. 1.
Stromkarte der Elbe
bei Meissen.
M. 1:16000.



Fig. 2.
Unter-Elbe
zwischen Hamburg und Glückstadt.
M. 1:16000.

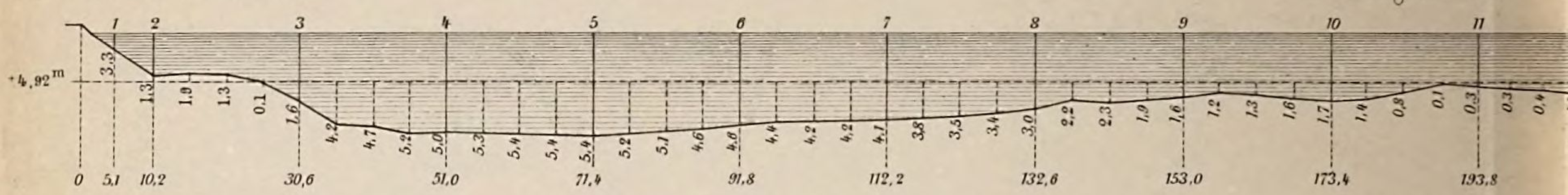
Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1. Quer…

Längen 0,00075.

Elbstorf, linkes Ufer.

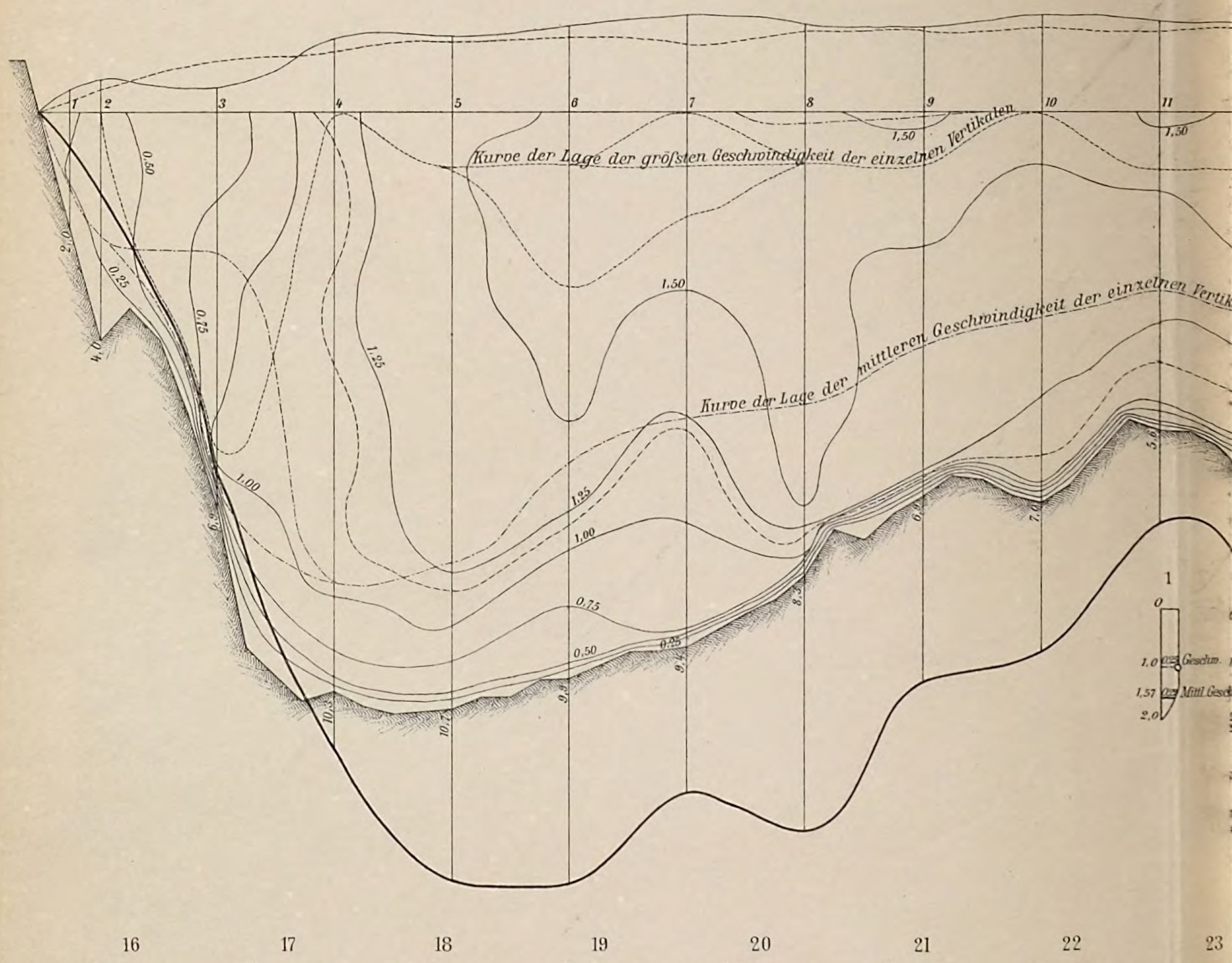


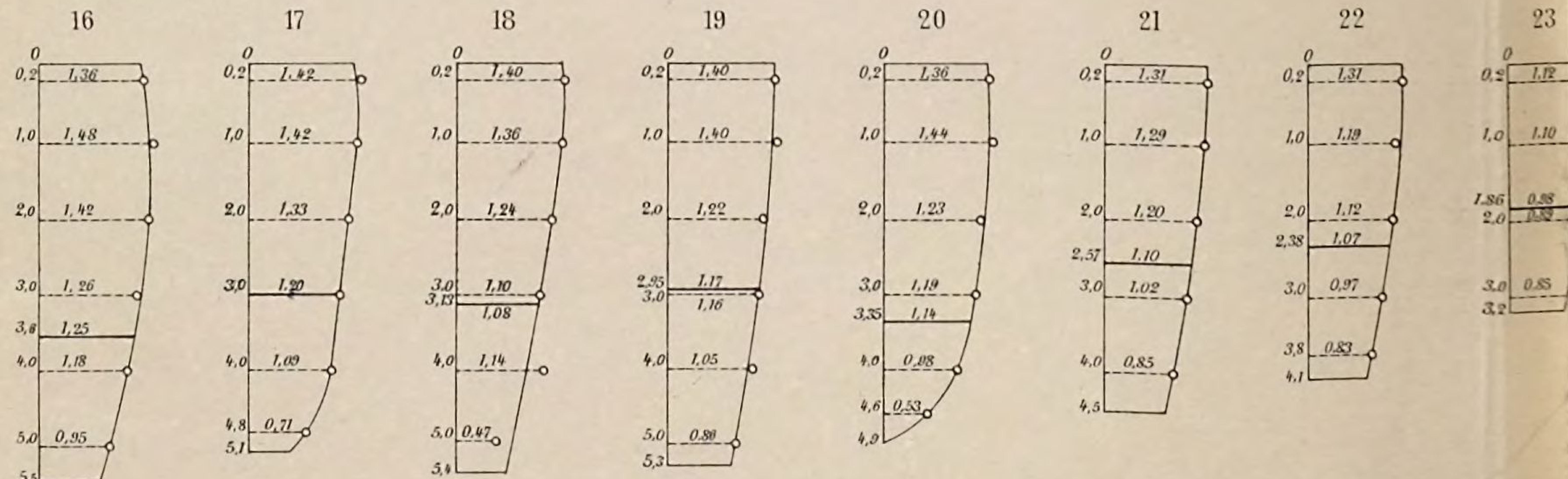
Gefäll-Verhältniss = 0,000152 (1/6580).
Profilradius F/p = 5,297 m = r.
Durchschnittliche Tiefe im Profile: t = 5,333 m
Wasserperimeter p = 591,4 m.

Durchgeflossene Wasse…
Profilfläche F = 3132,7 qm.

Fig. 2. Ges…

Längen 0,00075






Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Die Binnengewässer.

Wassermefsung in der Elbe bei Altengamm

im März 1881.

Fig. 1. Querprofil.
Längen 0,00075. Höhen 0,001.



Gefäll-Verhältniss = 0,000152 (1/6585).
Profilradius F/p = 5,297m = r.
Durchschnittliche Tiefe im Profile: t = 5,333m
Wasserperimeter p = 591,4m.

Durchgeflofsene Wassermenge für die Sekunde: Q = 3676,3cbm.
Profilfläche F = 3132,7 qm. Mittlere Geschwindigkeit v = 1,17m.

Gröfste Geschwindigkeit v'' = 1,67m.
Gröfste Oberflächen-Geschwindigkeit v'_{max} = 1,67m.
Gröfste mittlere Vertikalen-Geschwindigkeit = 1,52m.
Mittlere Oberflächen-Geschwindigkeit v' = 1,24m.

$$\frac{\text{Mittlere Oberflächen-Geschwindigkeit}}{\text{Mittlere Geschwindigkeit}} = 1{,}05$$

$$\frac{\text{Gröfste Oberflächen-Geschwindigkeit}}{\text{Mittlere Geschwindigkeit}} = 1{,}43$$

Fig. 2. Geschwindigkeitskurven.
Längen 0,00075. Höhen 0,0075.





Fig. 3. Geschwindigkeitskurven in den Vertikalen.
Mafstab 0,0075 (1:133,3).



4,

Fig. 1-6. Hölzerne Wehre.

Fig. 1.

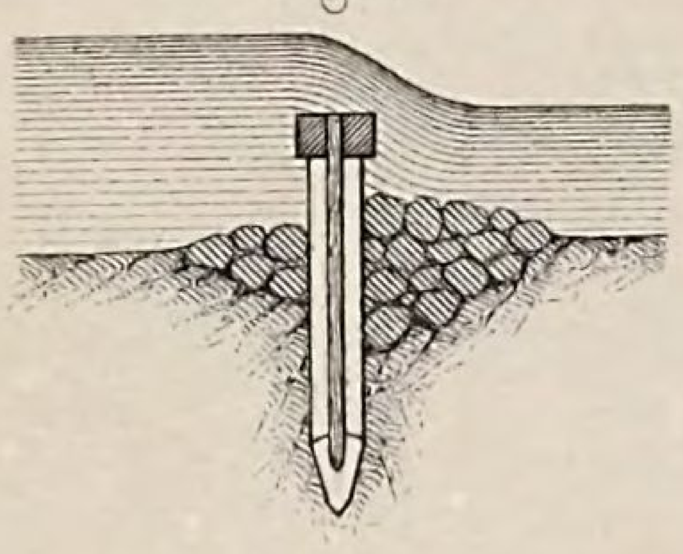


Fig. 2.

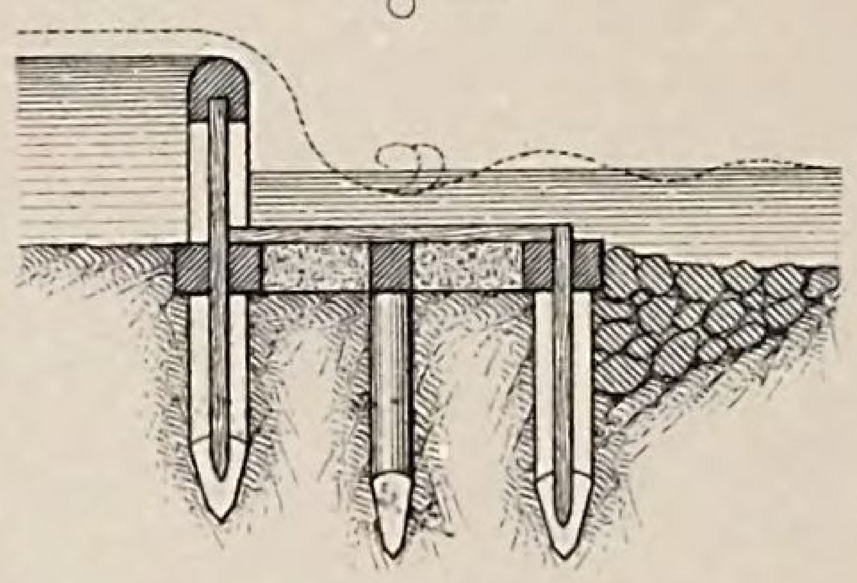


Fig. 3.

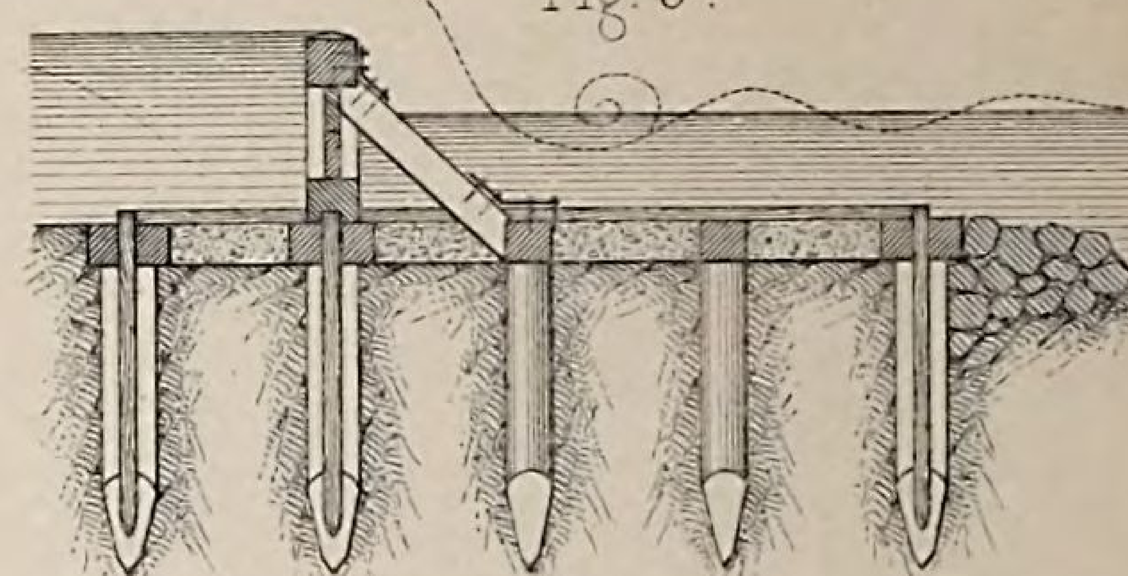


Fig. 4.

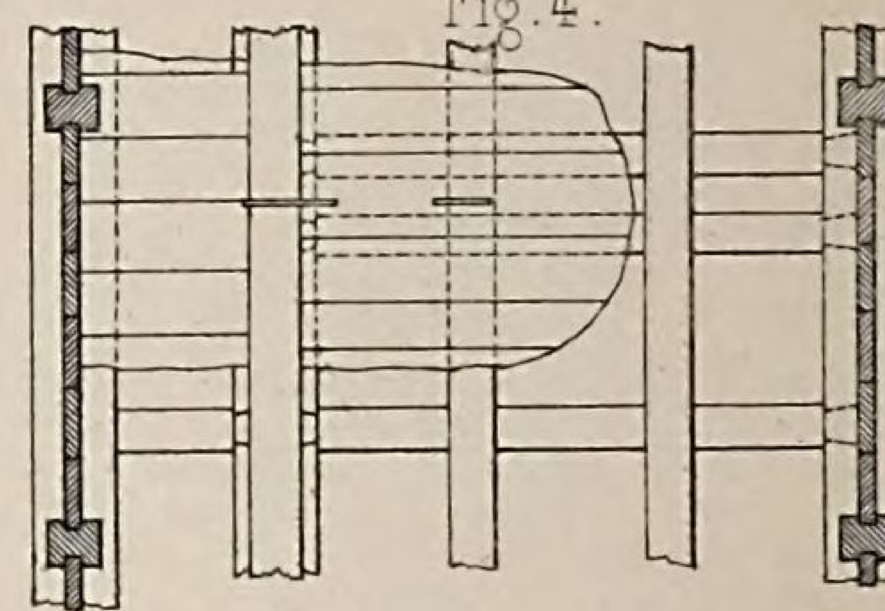


Fig. 5. M. 0,01.

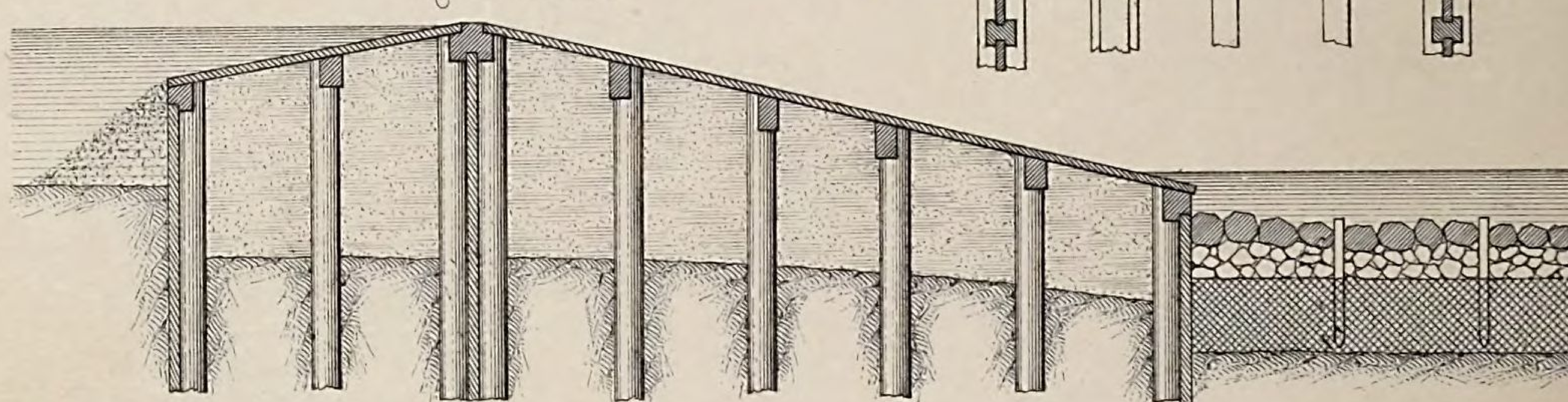


Fig. 6. M. 0,005.

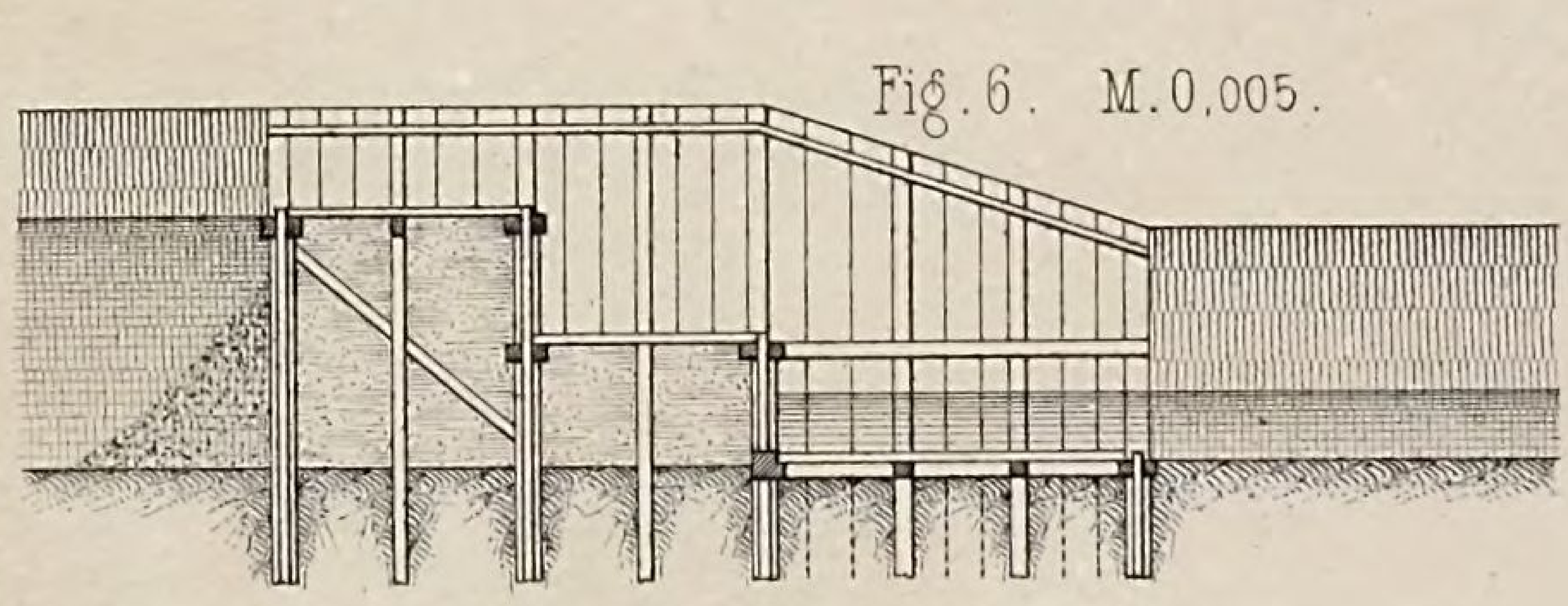


Fig. 9. M. 0,007.

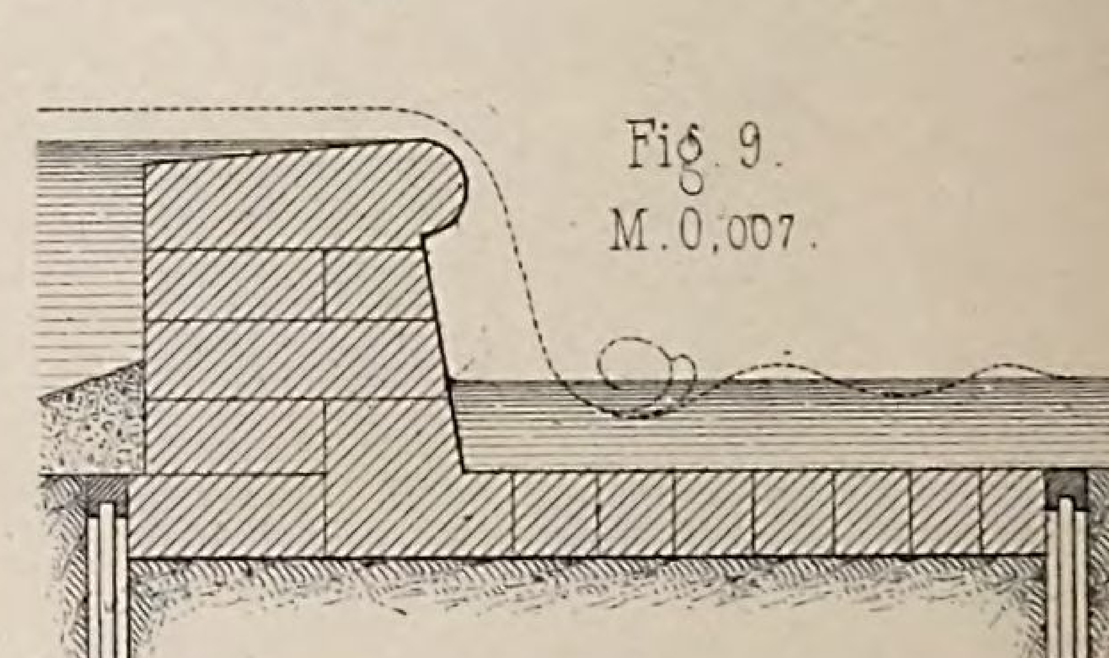




Fig. 7-8. Halbmaſsive Wehre.

Fig. 7. M. 0,01.

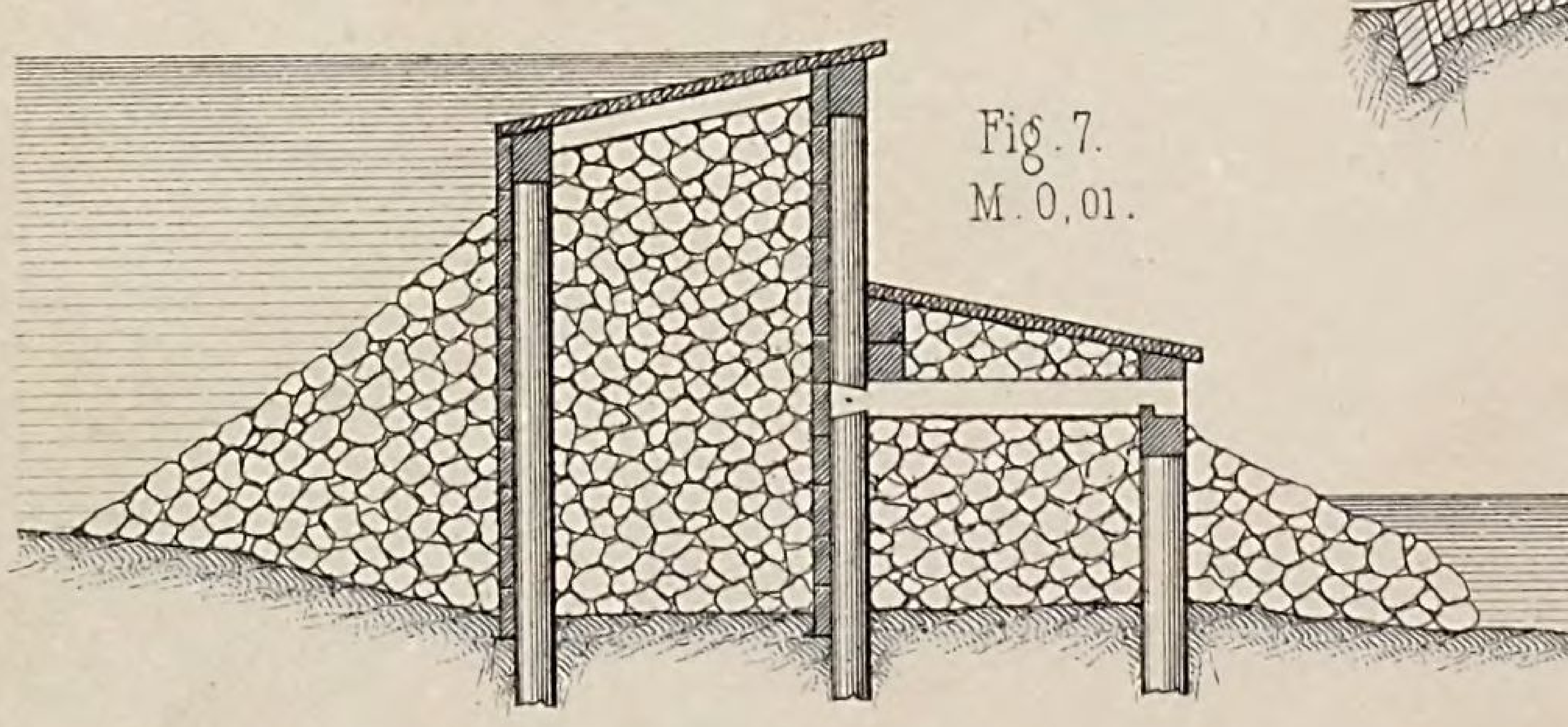


Fig. 10. M. 0,006.

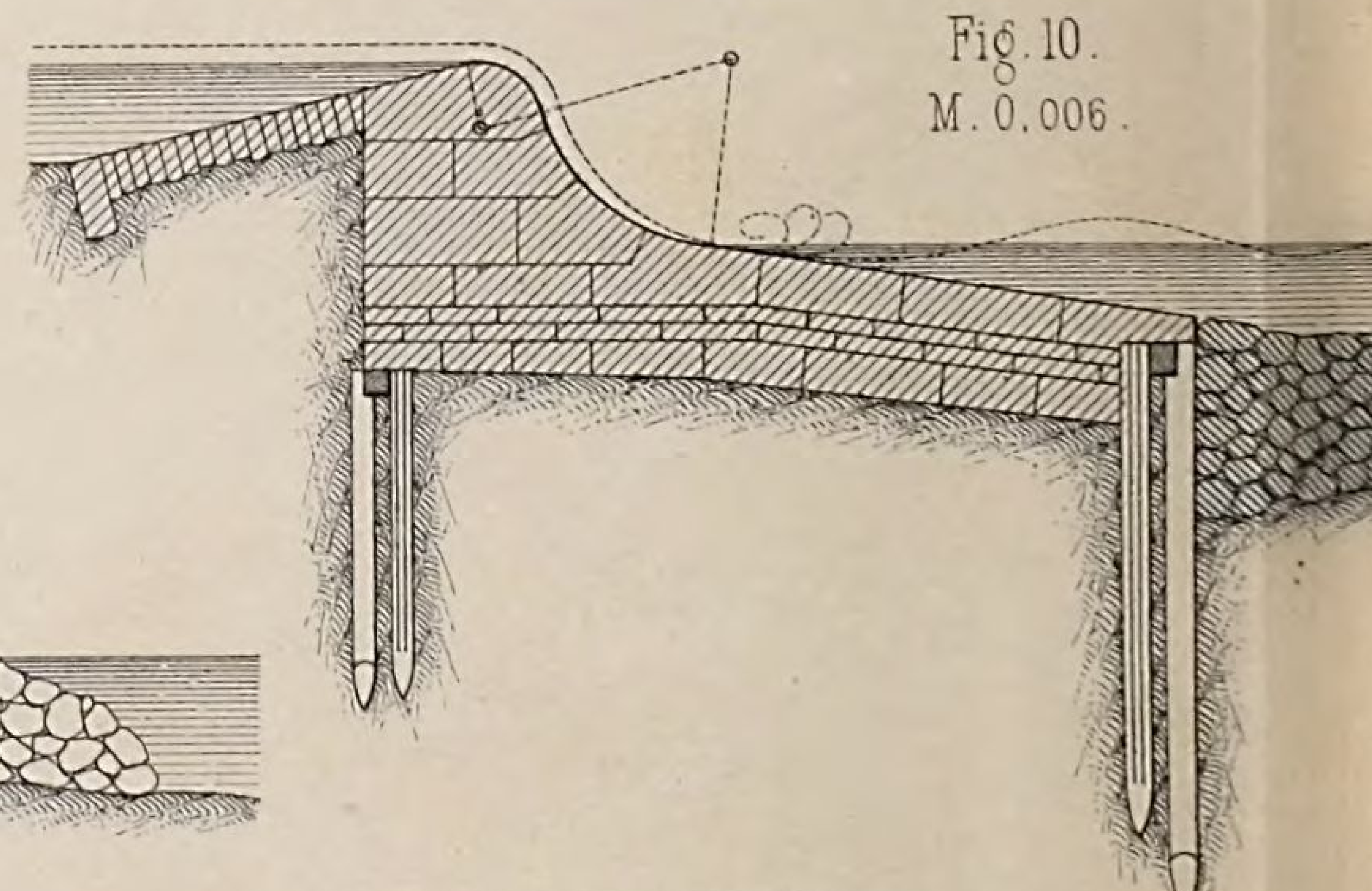


Fig. 8.

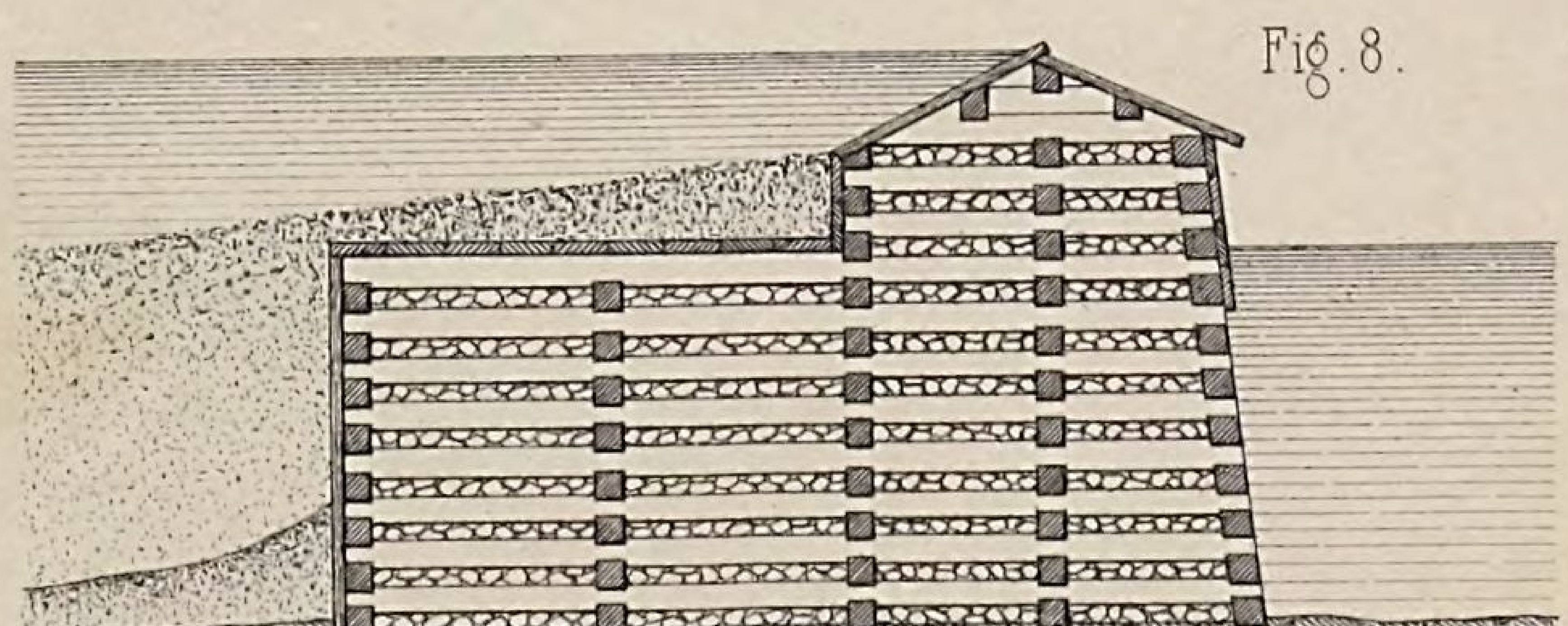
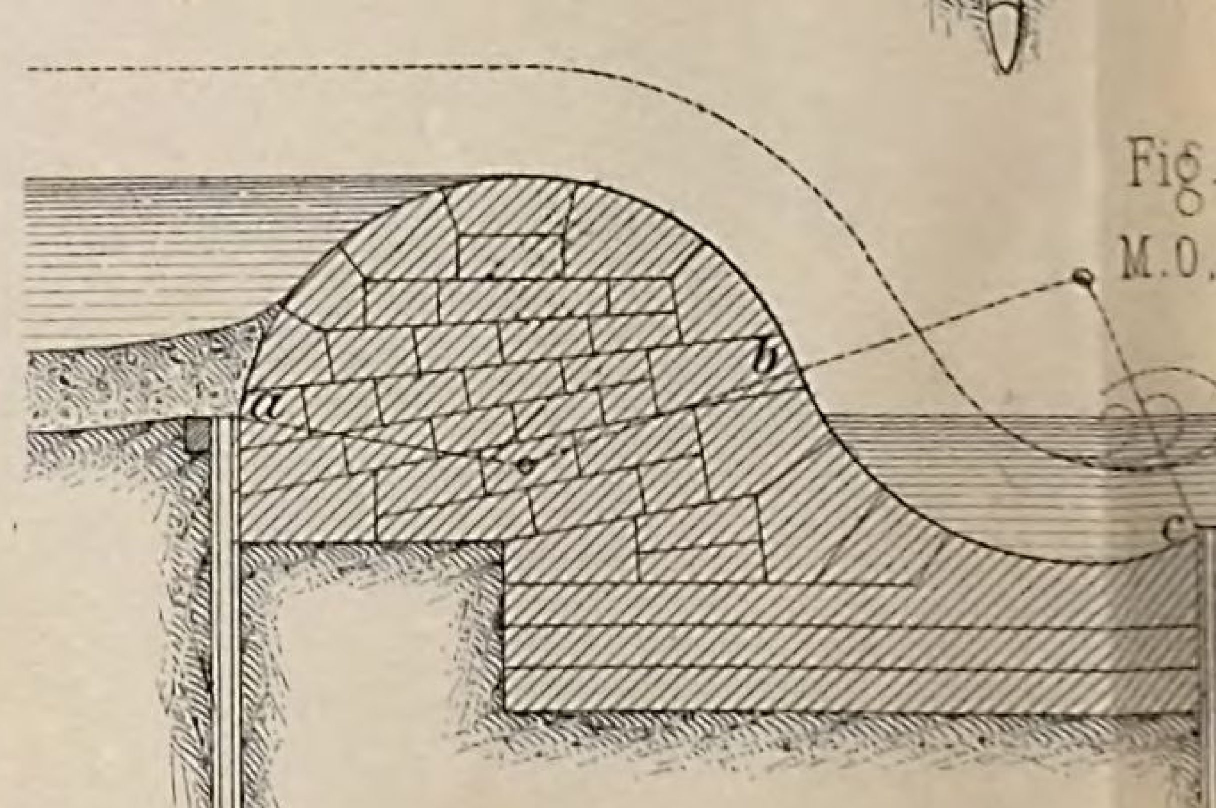



Fig.
M.0,



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Feste Wehre und Staudämme.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

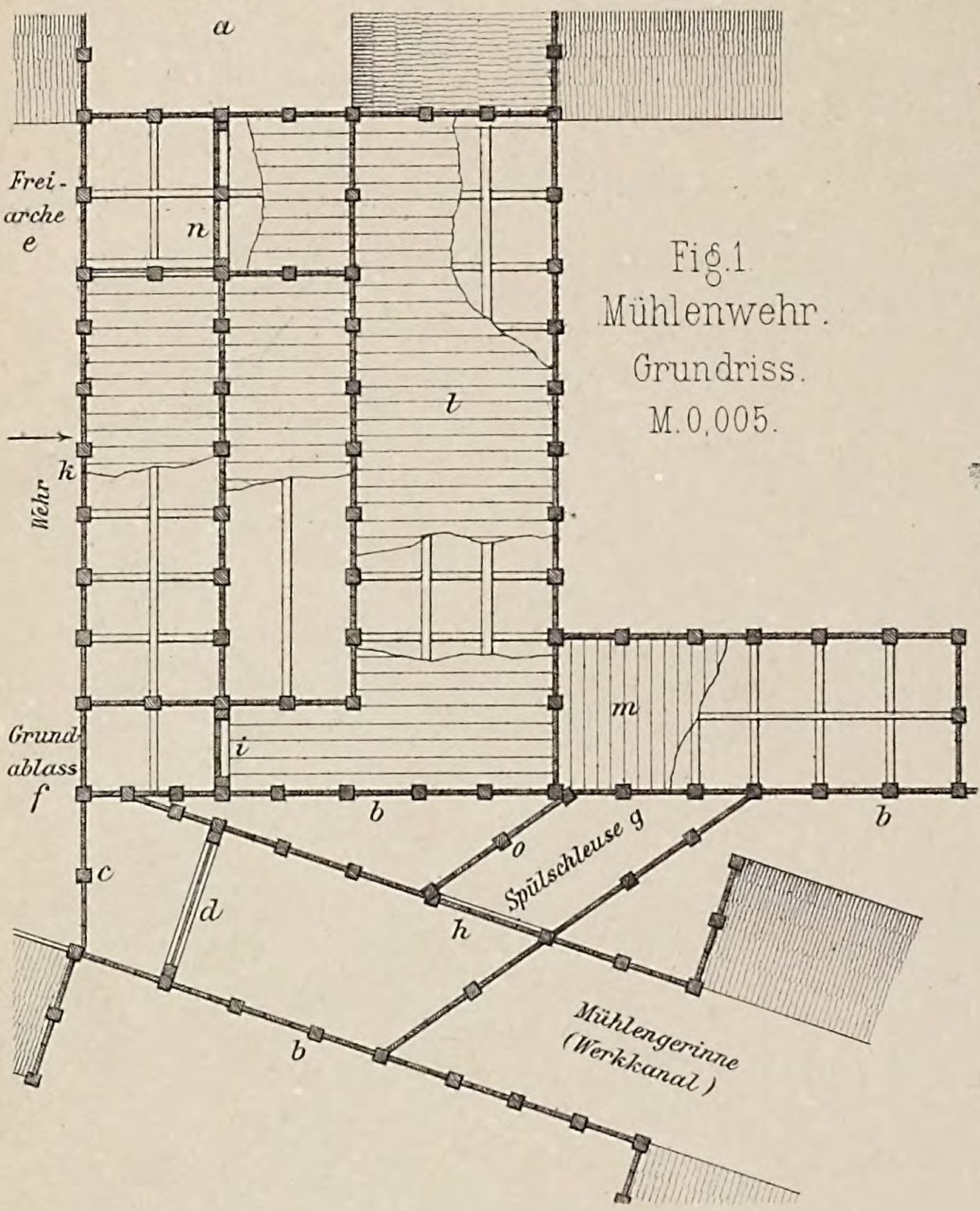


Fig. 1. Mühlenwehr. Grundriss. M. 0,005.

Fig. 2a. Längenschnitt A-B.

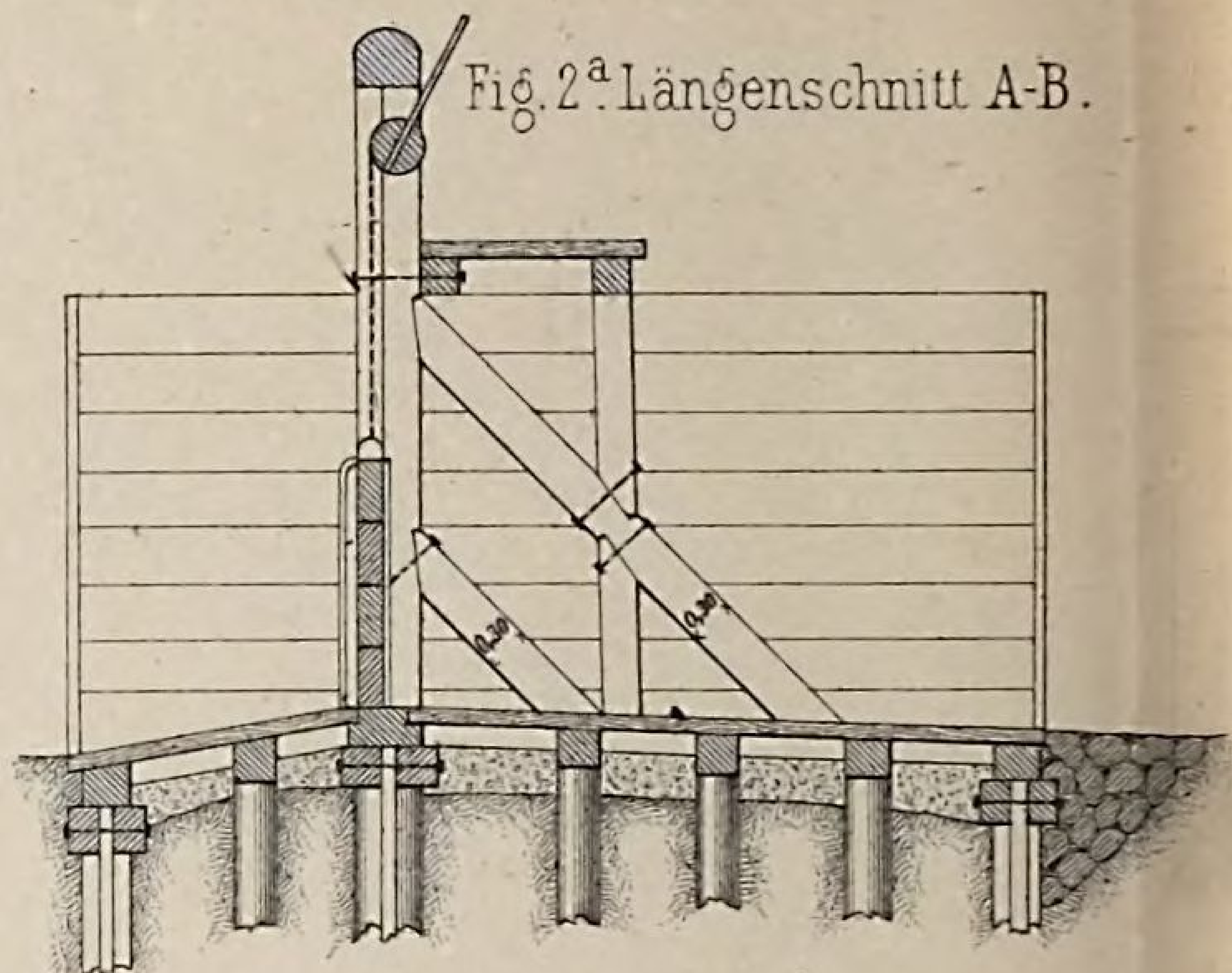


Fig. 2c. Ansicht.

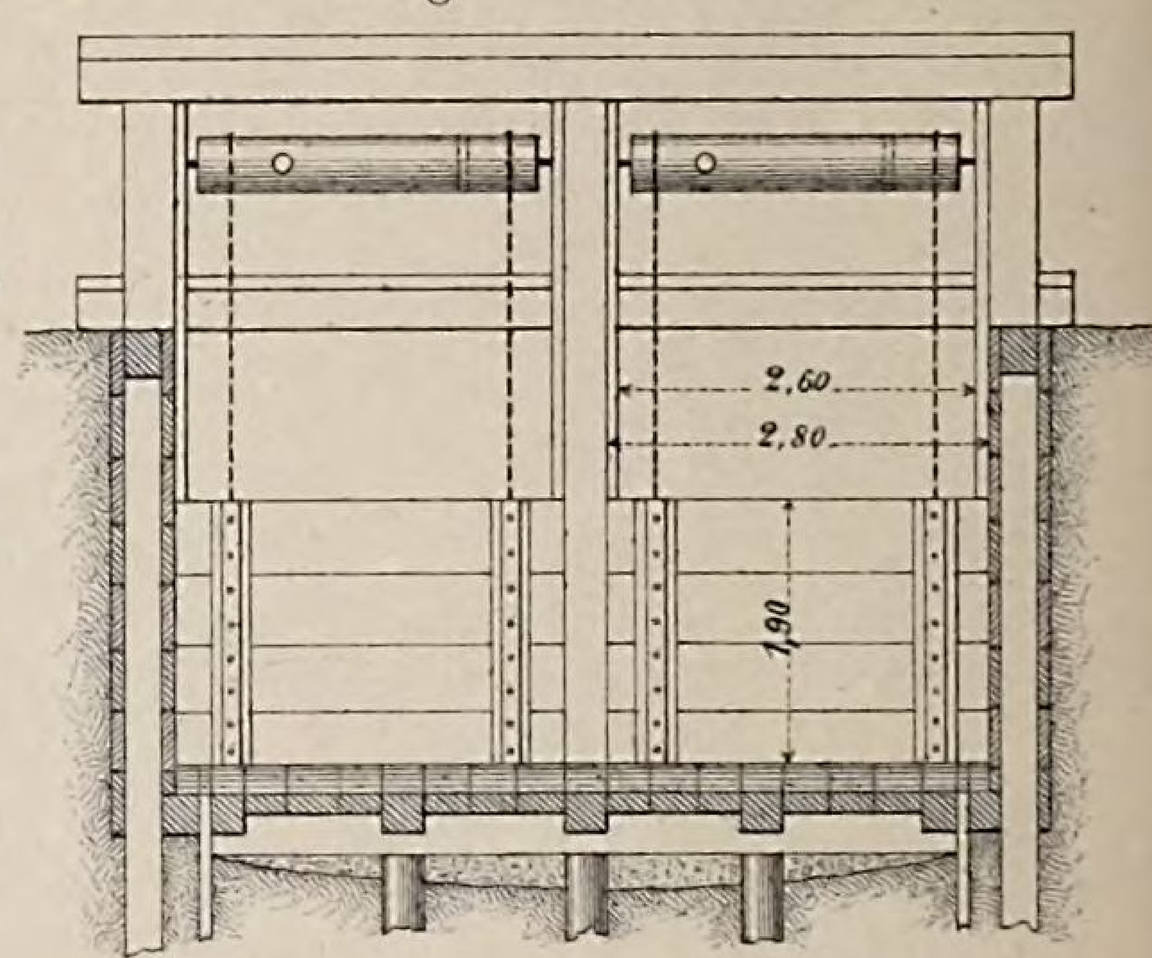


Fig. 6-8. Schütz[e] in Floss- und [...]

Fig. 6b. Ansicht. der Oberwasserseite. M. 0,008.

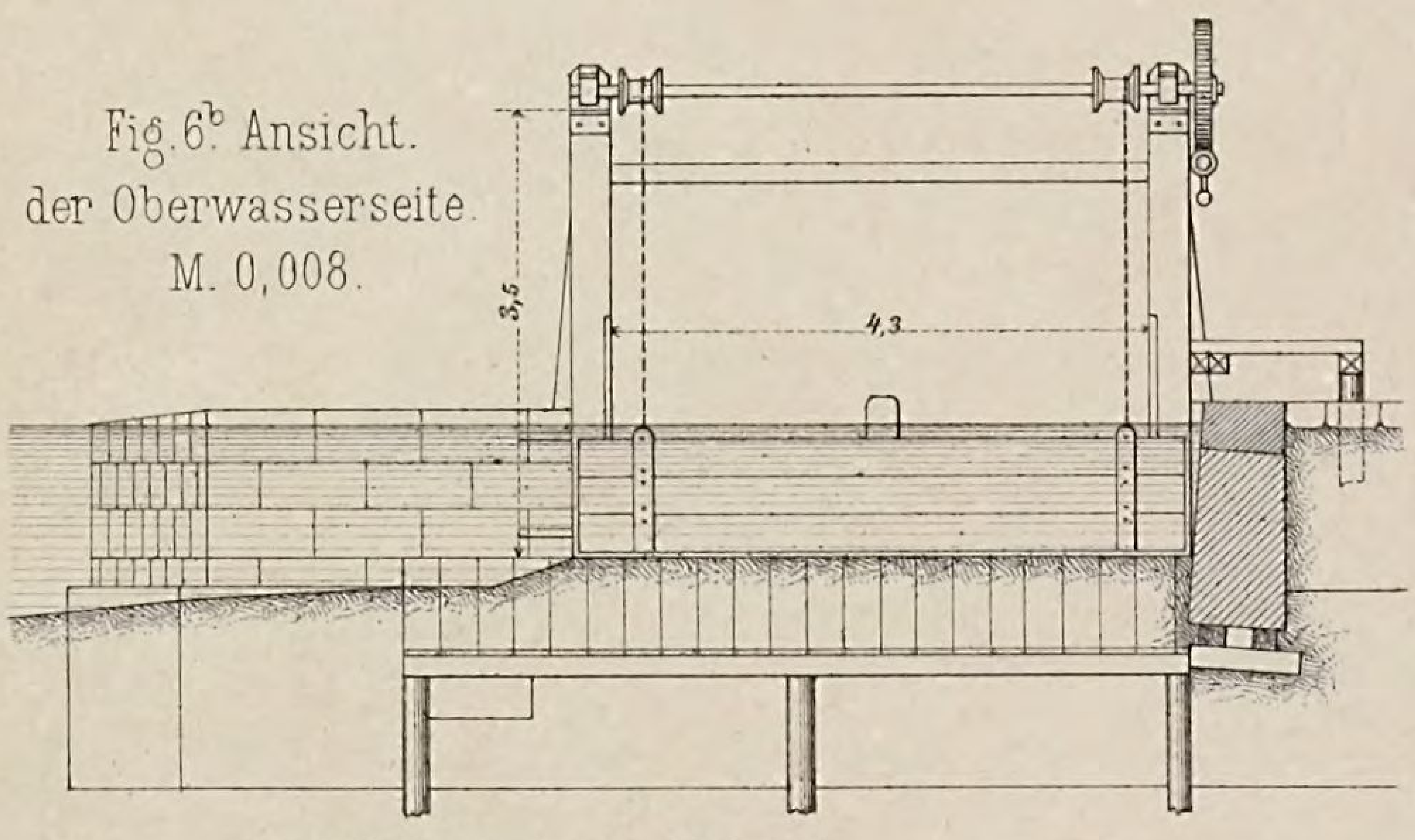


Fig. 6a-c. Flossdurchlas[s ...]

Fig. 6a. Längenschnit[t ...]

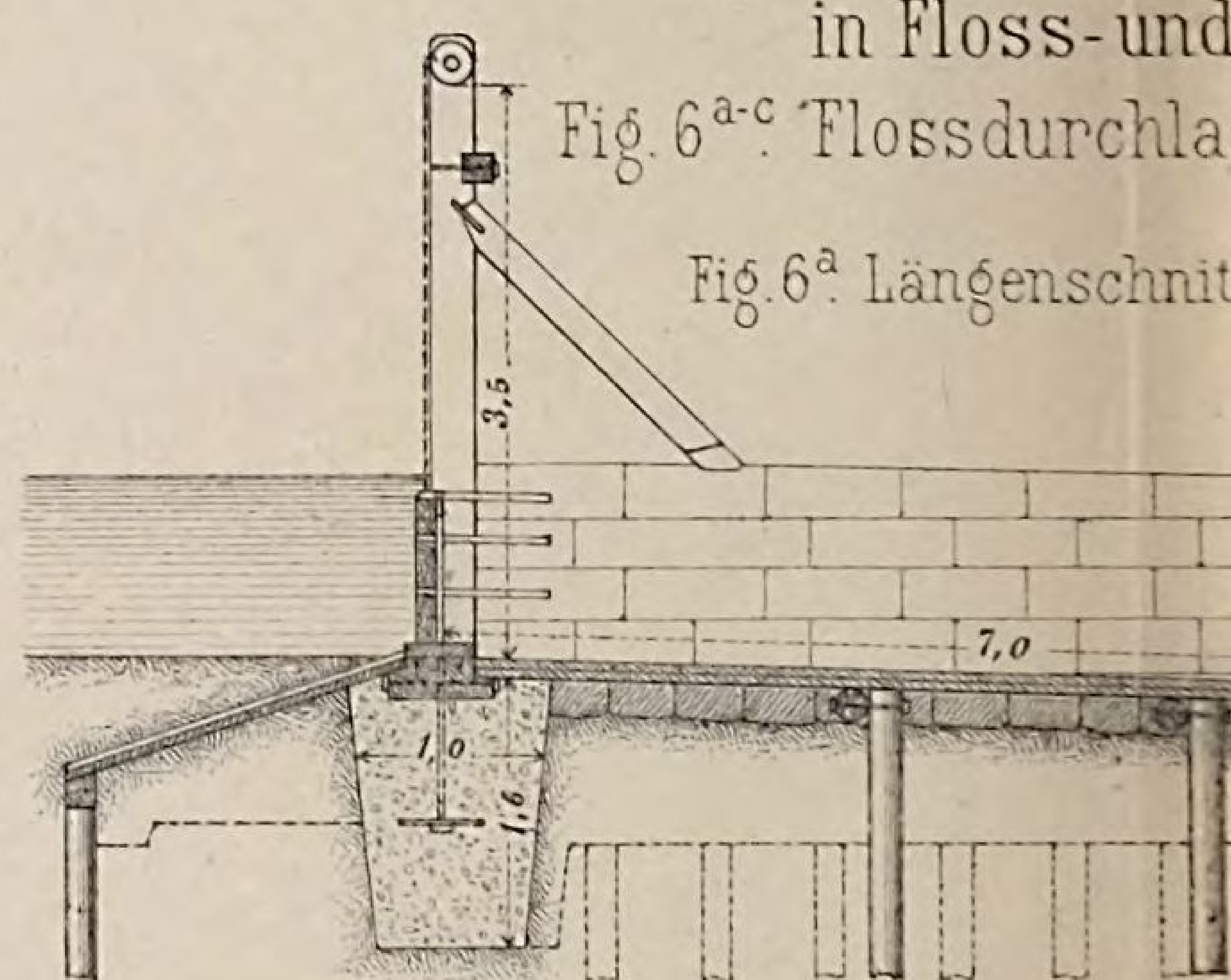


Fig. 6c. Grundriss. M. 0,004.

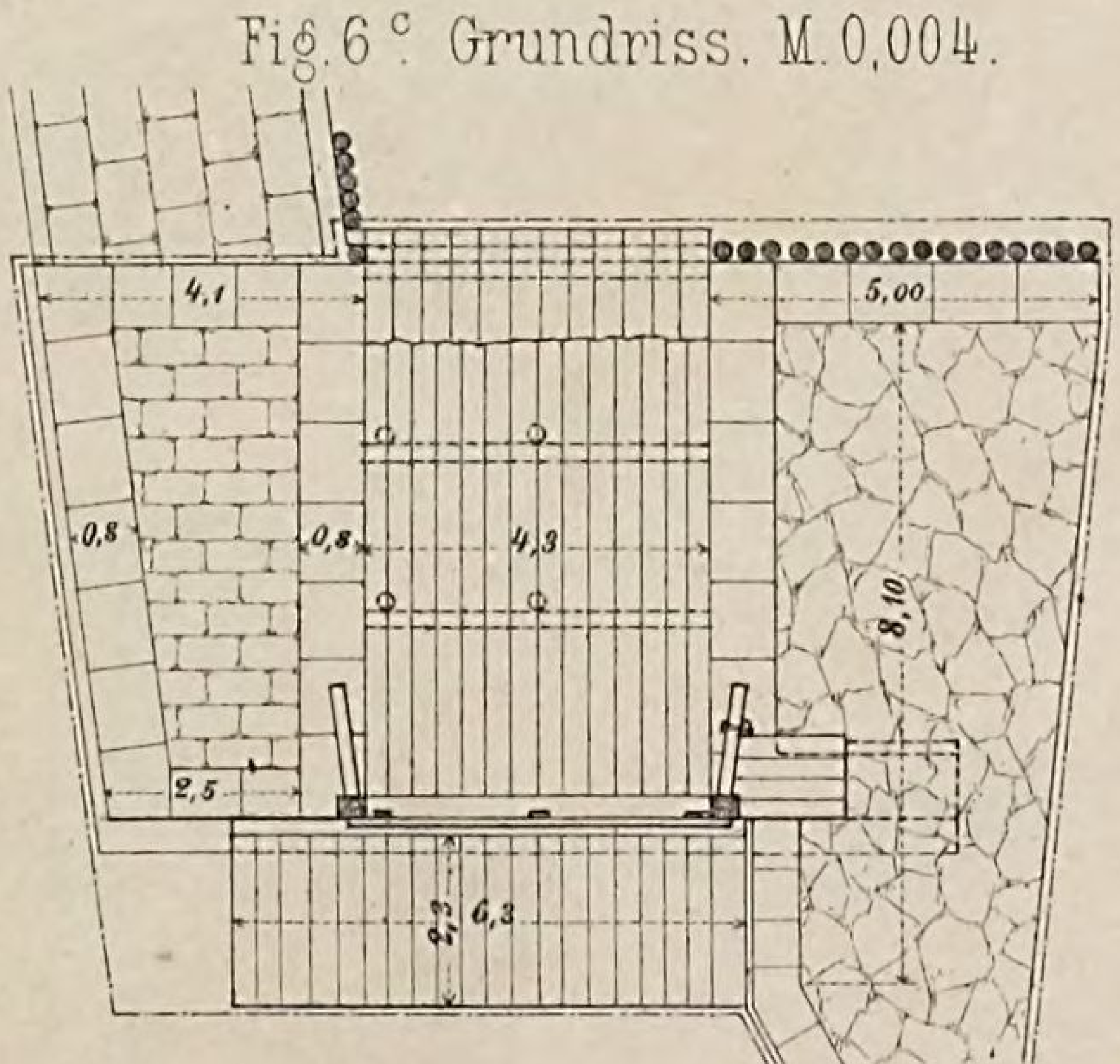
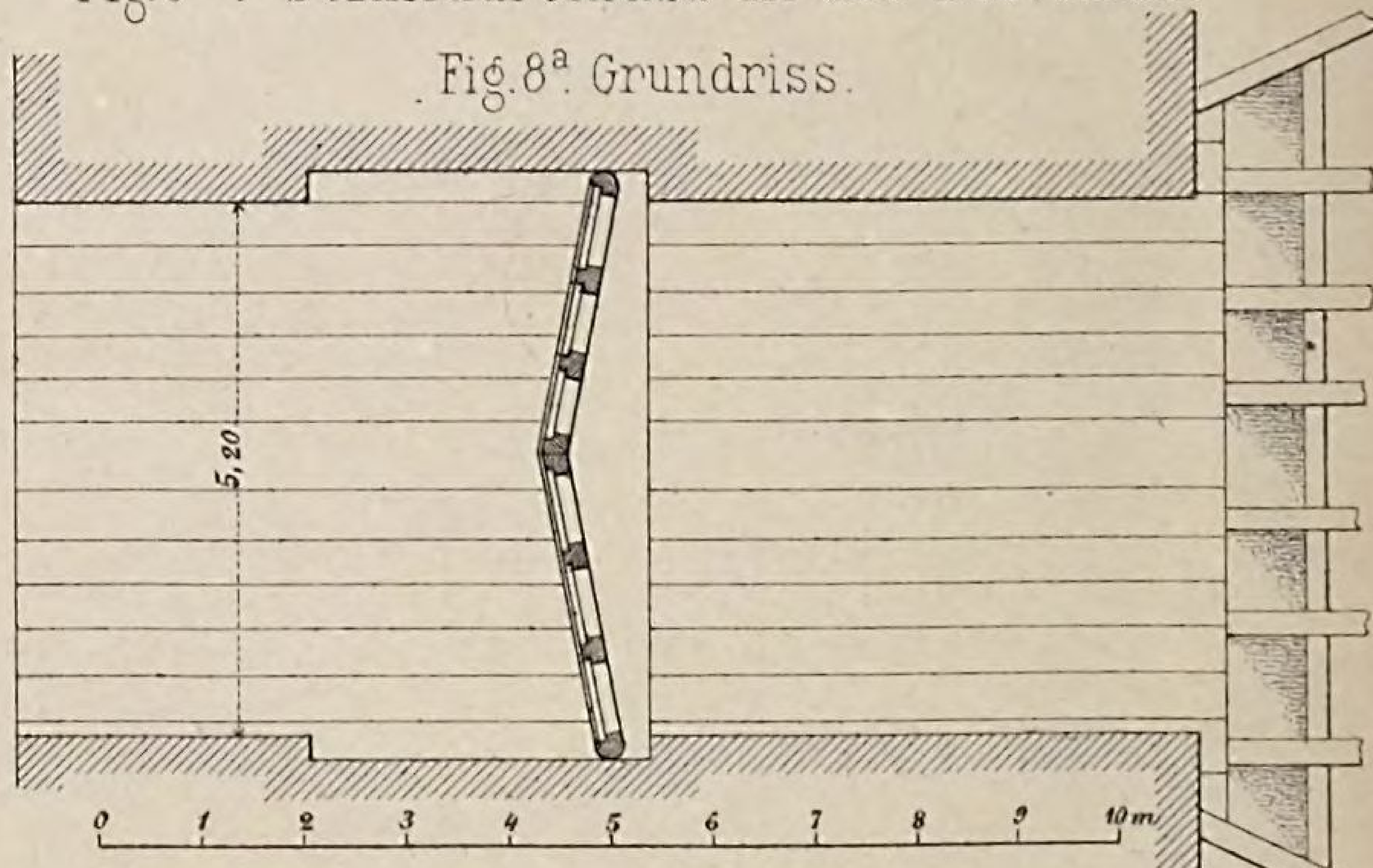


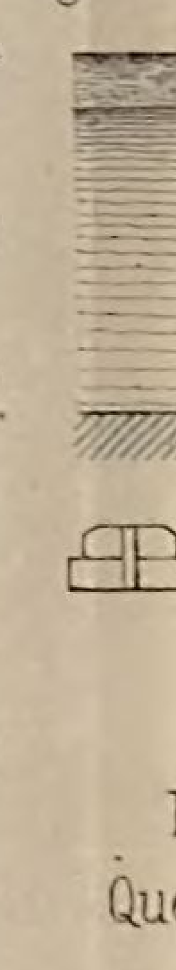
Fig. 8a-c. Schiffdurchlass in der Delvenau.

Fig. 8a. Grundriss.




M. zu Fig. 8a-c

Fig. 8b [...]



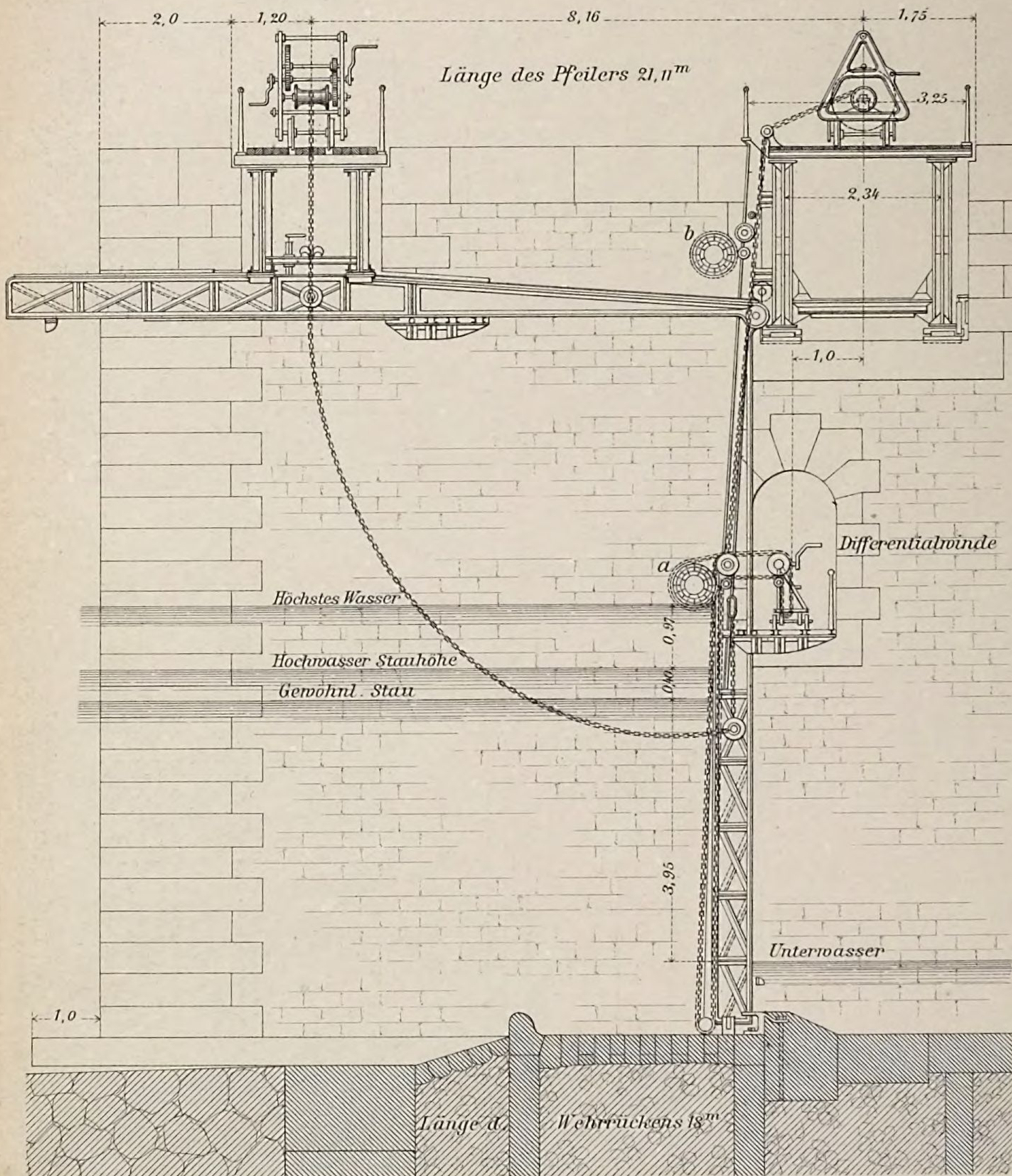
Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Bewegliche Wehre.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.
Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1. Schützenwehr bei Poses in der unteren Seine. M. 0,008. (1:125).



Maſsstab 0,008 (1:125).

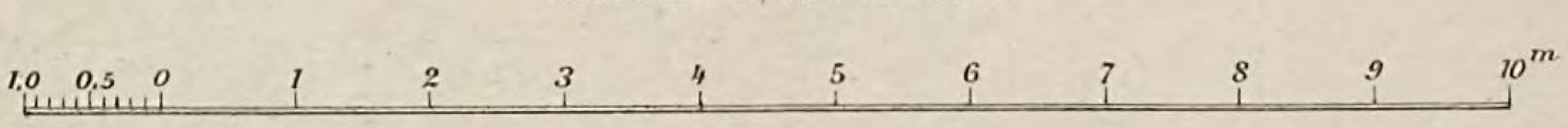


Fig. 2^a-c. Hebevorrich…
der Kolmationss…
Fig. 2^a. Schnitt 1 m.

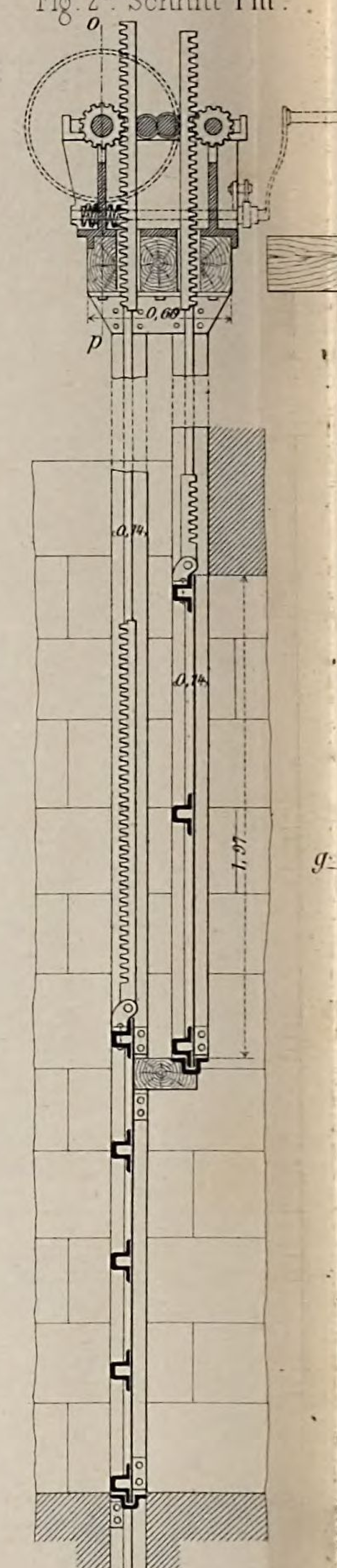


Fig. 12^a-c. Eigenartiges Schützenwehr im Gosau-Bach bei Jschl. M. 1:100.
Fig. 12^b. Wehr niedergelegt.

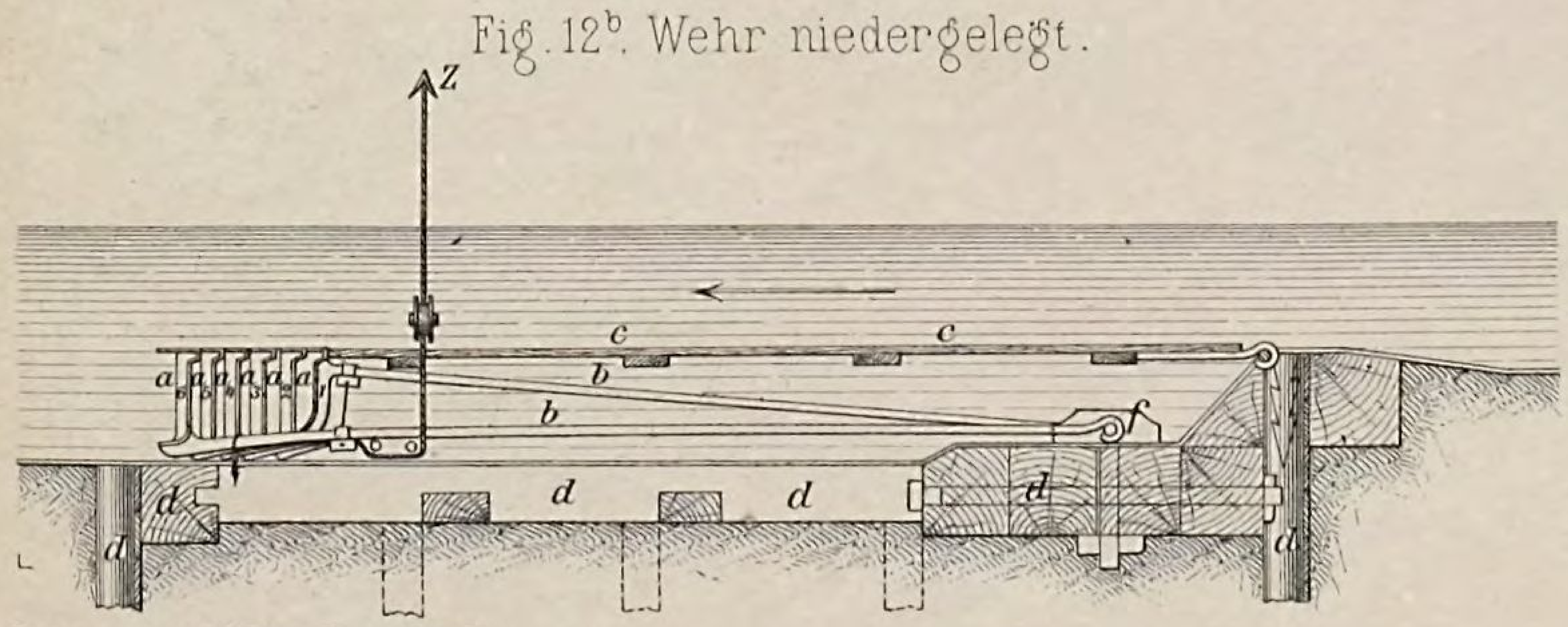
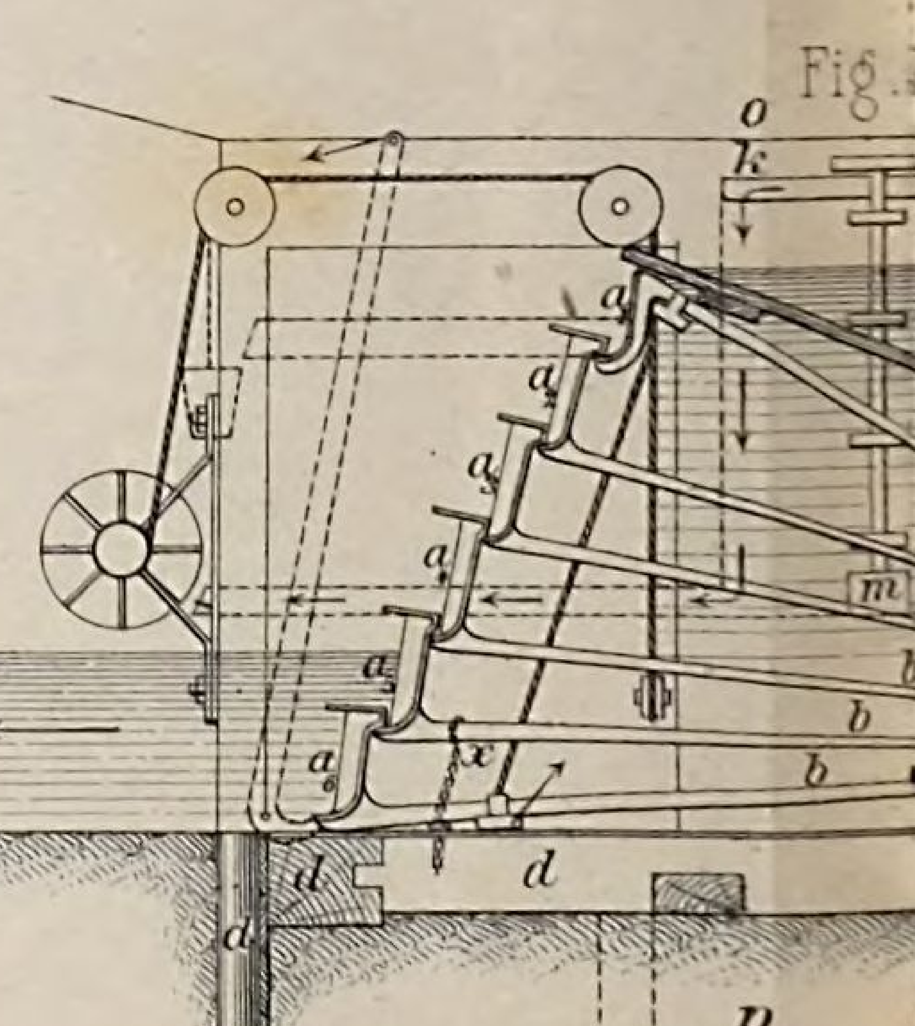



Fig. …



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Bewegliche Wehre.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.
Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1a-c. Dammbalken und Nadelwehr in der Vechte.

Fig. 1a. Schnitt a-b. M. 0,0044 (1:225).

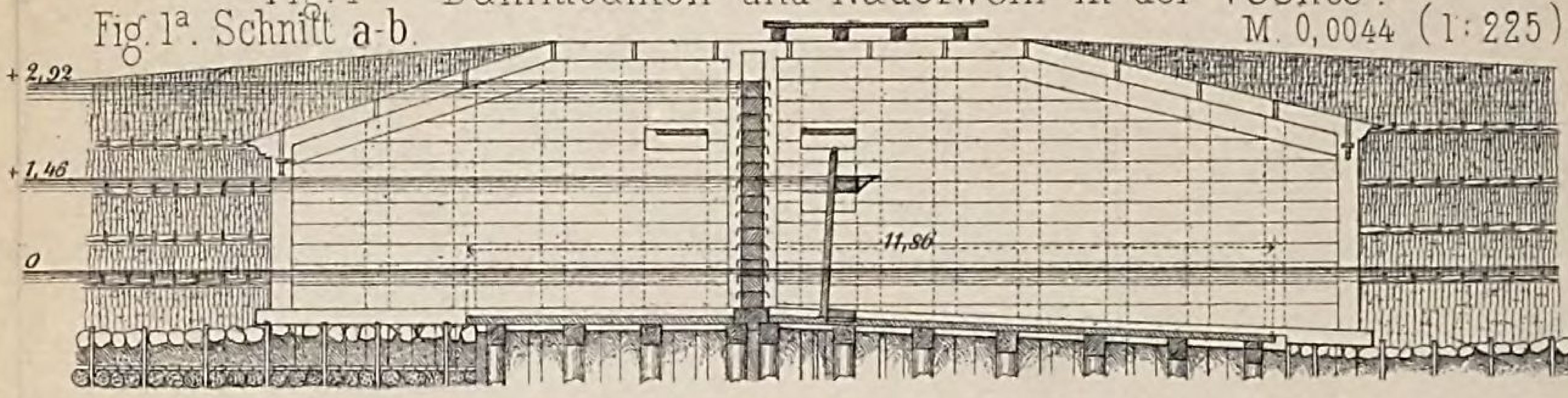


Fig. 1b. Schnitt c-d.

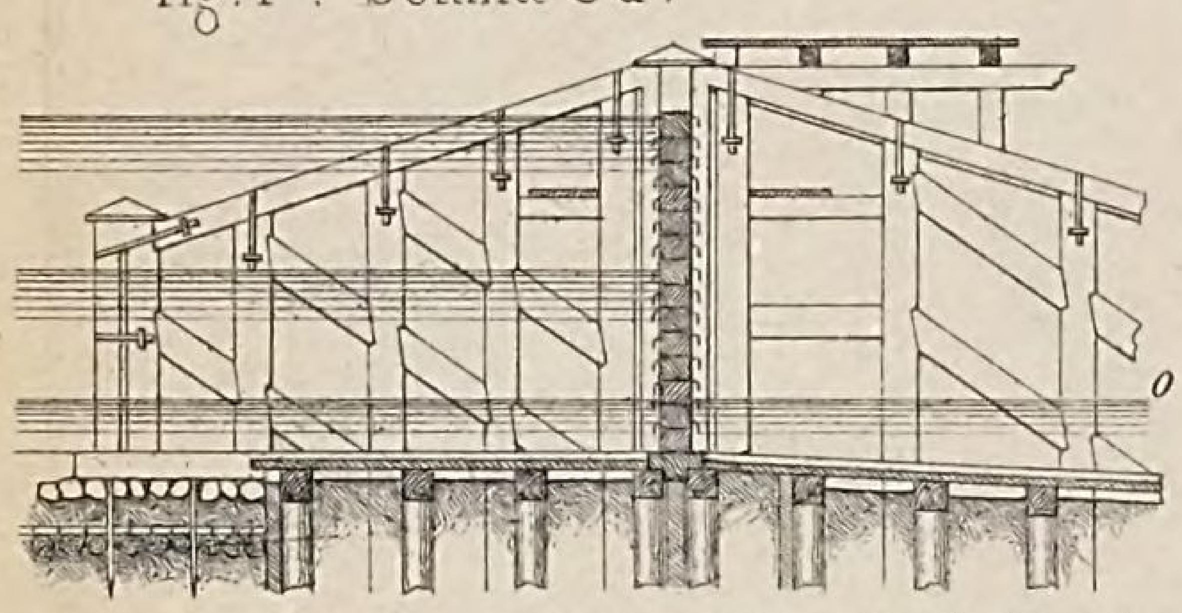


Fig. 1c. Ansicht vom Unterwasser.

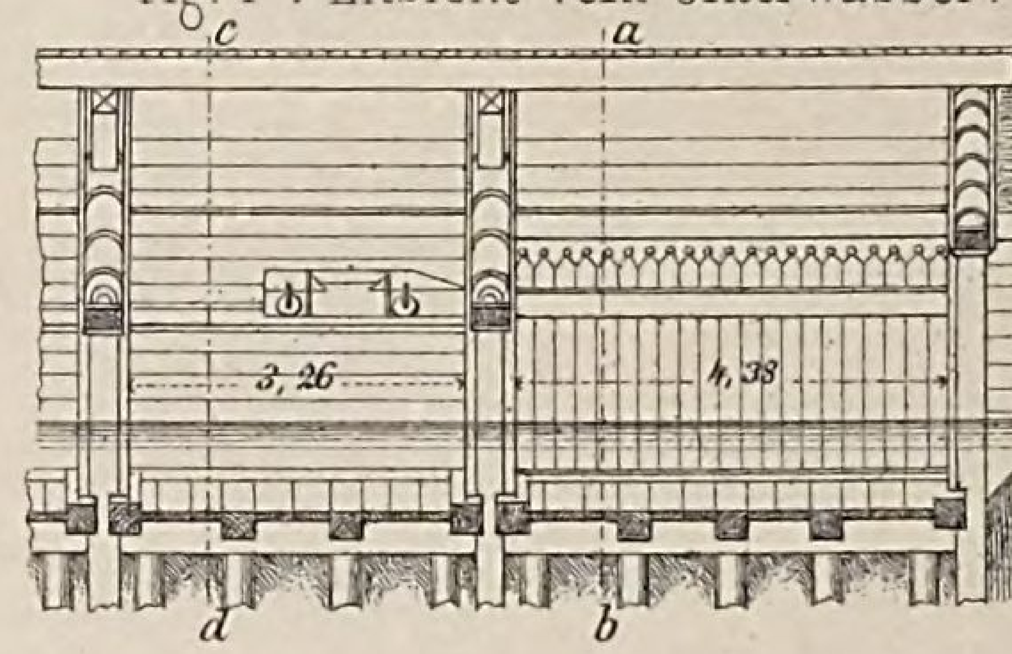


Fig. 2 a u. b. Nadelwehr am Firingswasserfall (Norwegen) M. 0,013 (1:75).

Fig. 2a. Querschnitt.

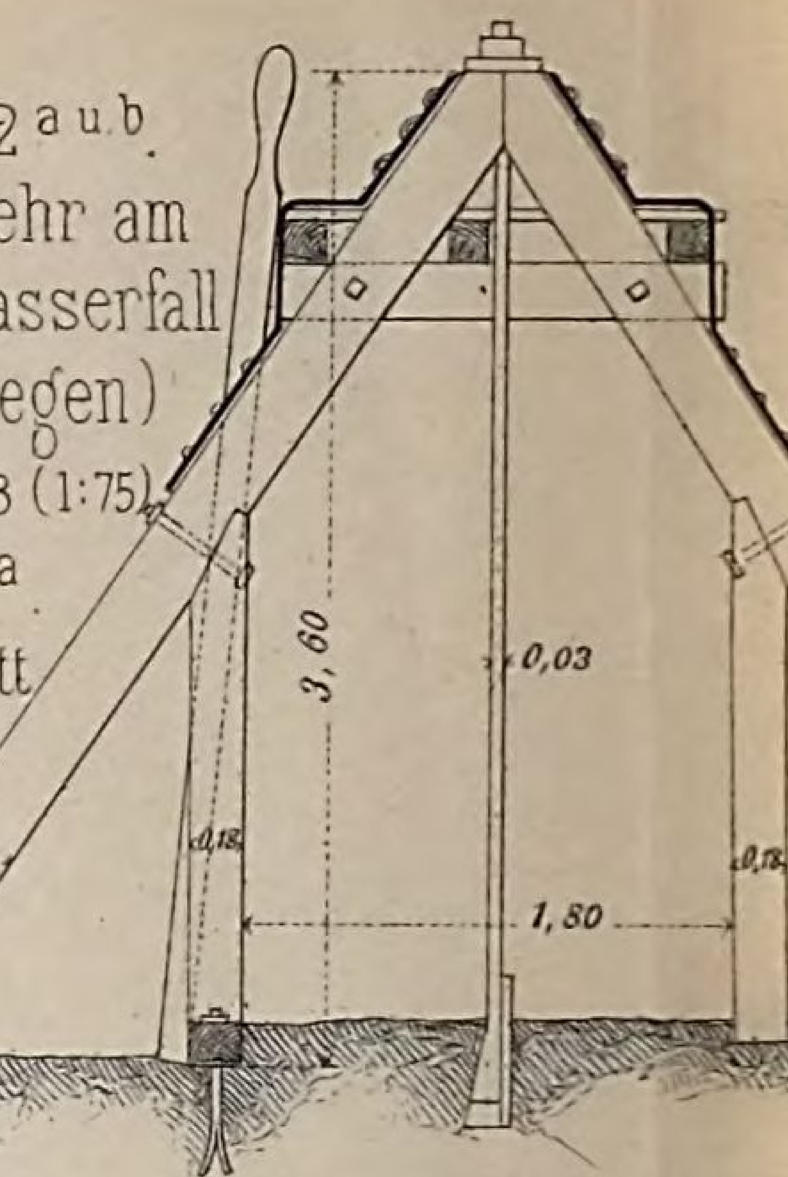


Fig. 2b. Grundriss.

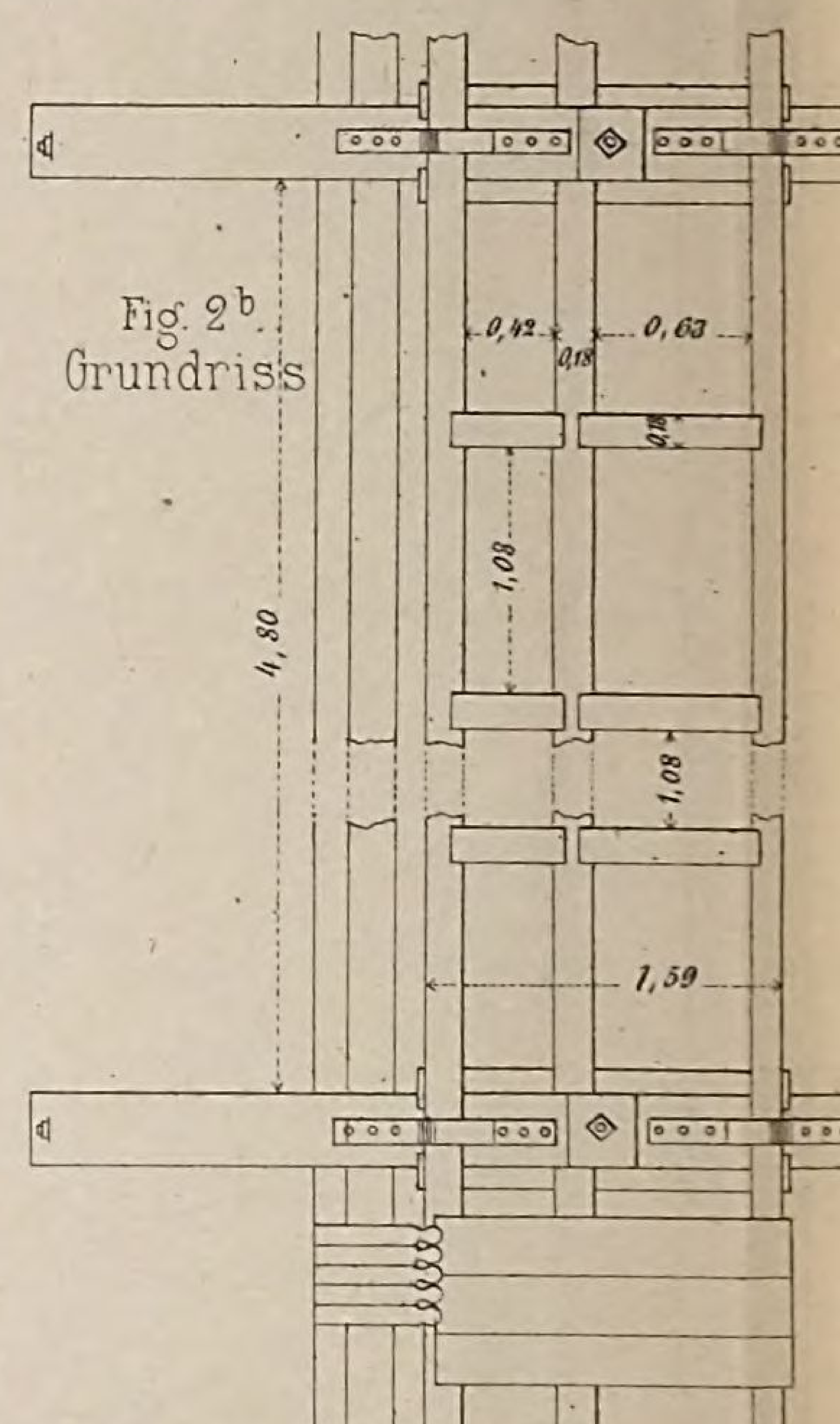


Fig. 4a-c. Nadelwehr von Poirée. M. 0,025.

Fig. 4a.

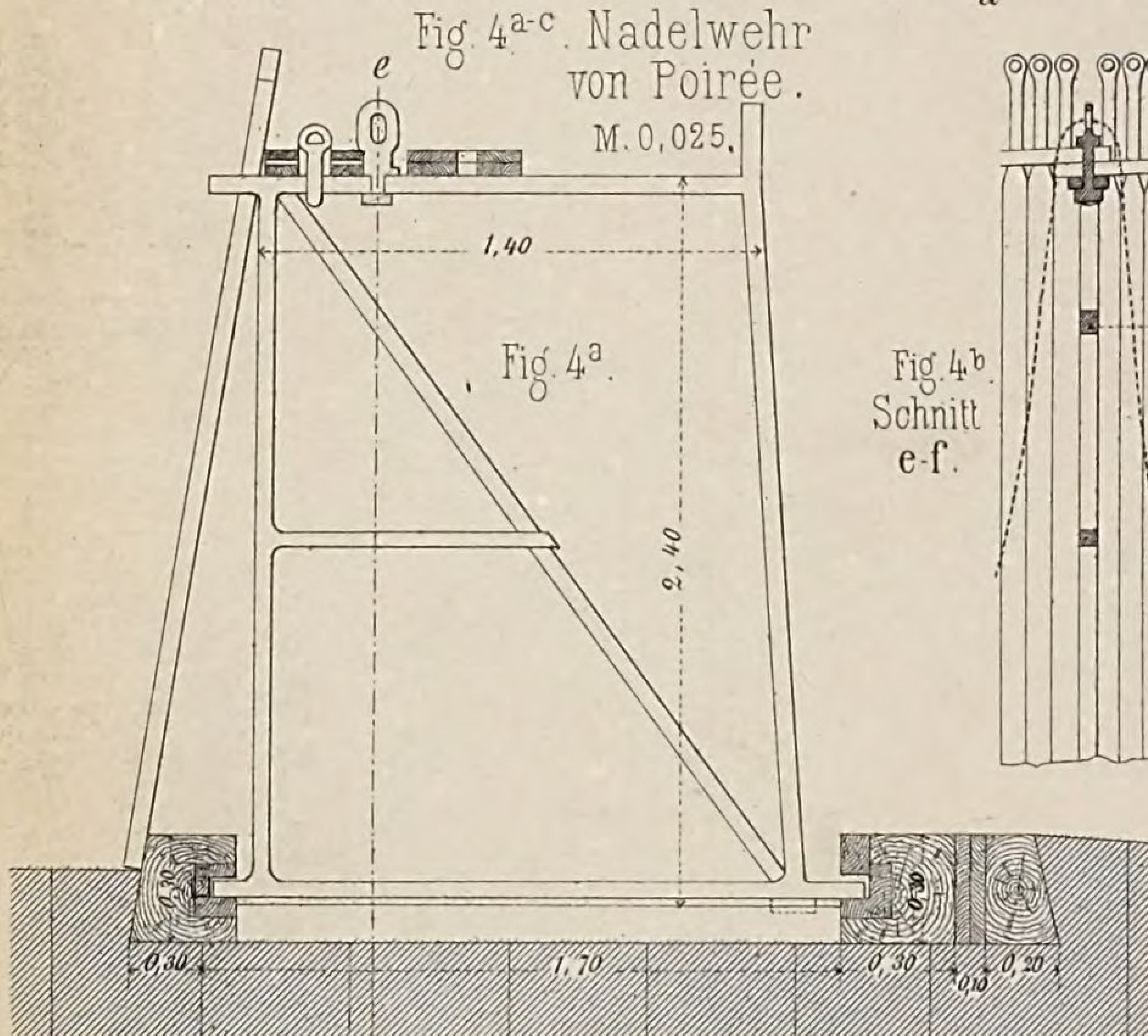


Fig. 4b. Schnitt e-f.

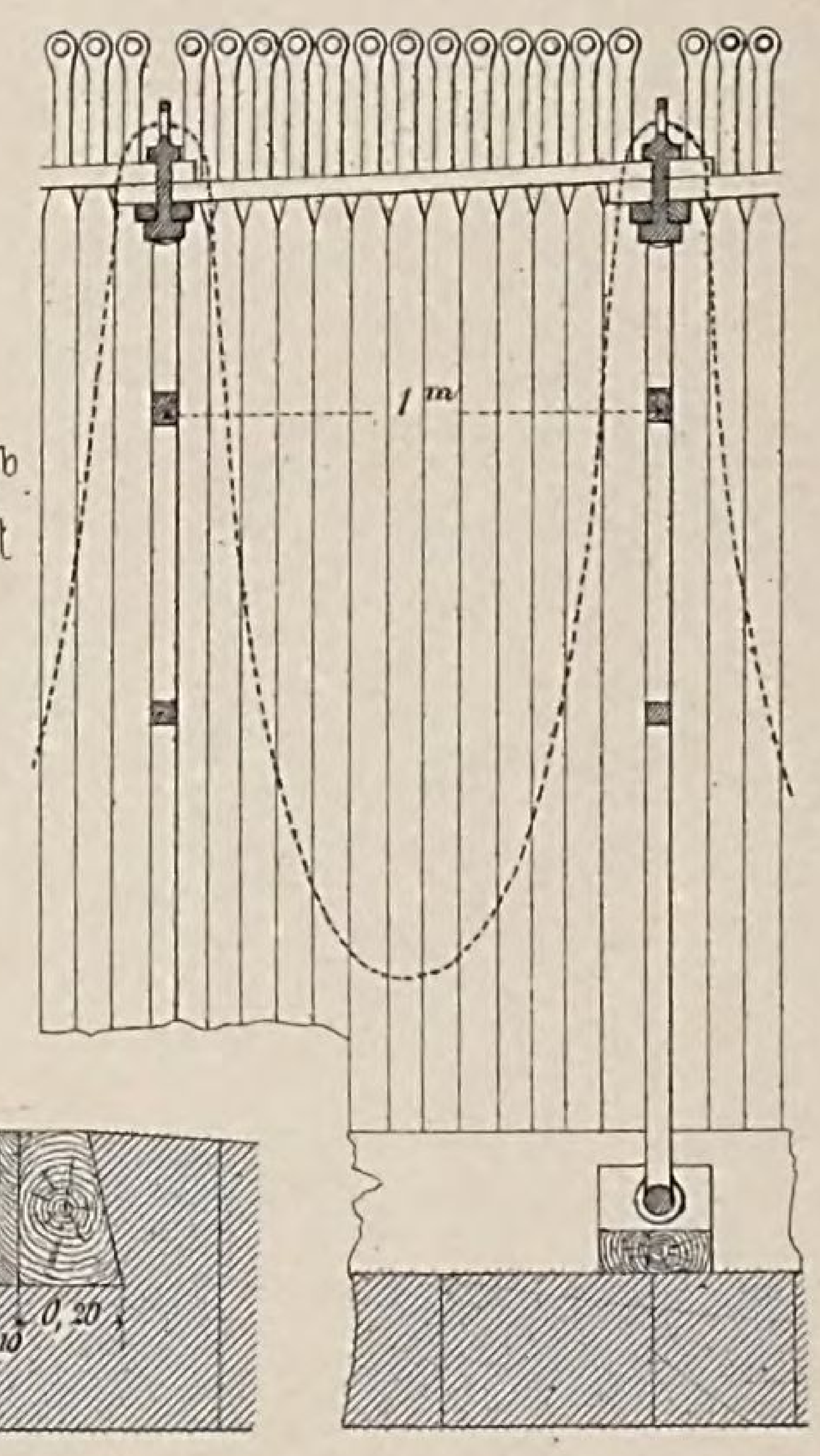


Fig. 4c.

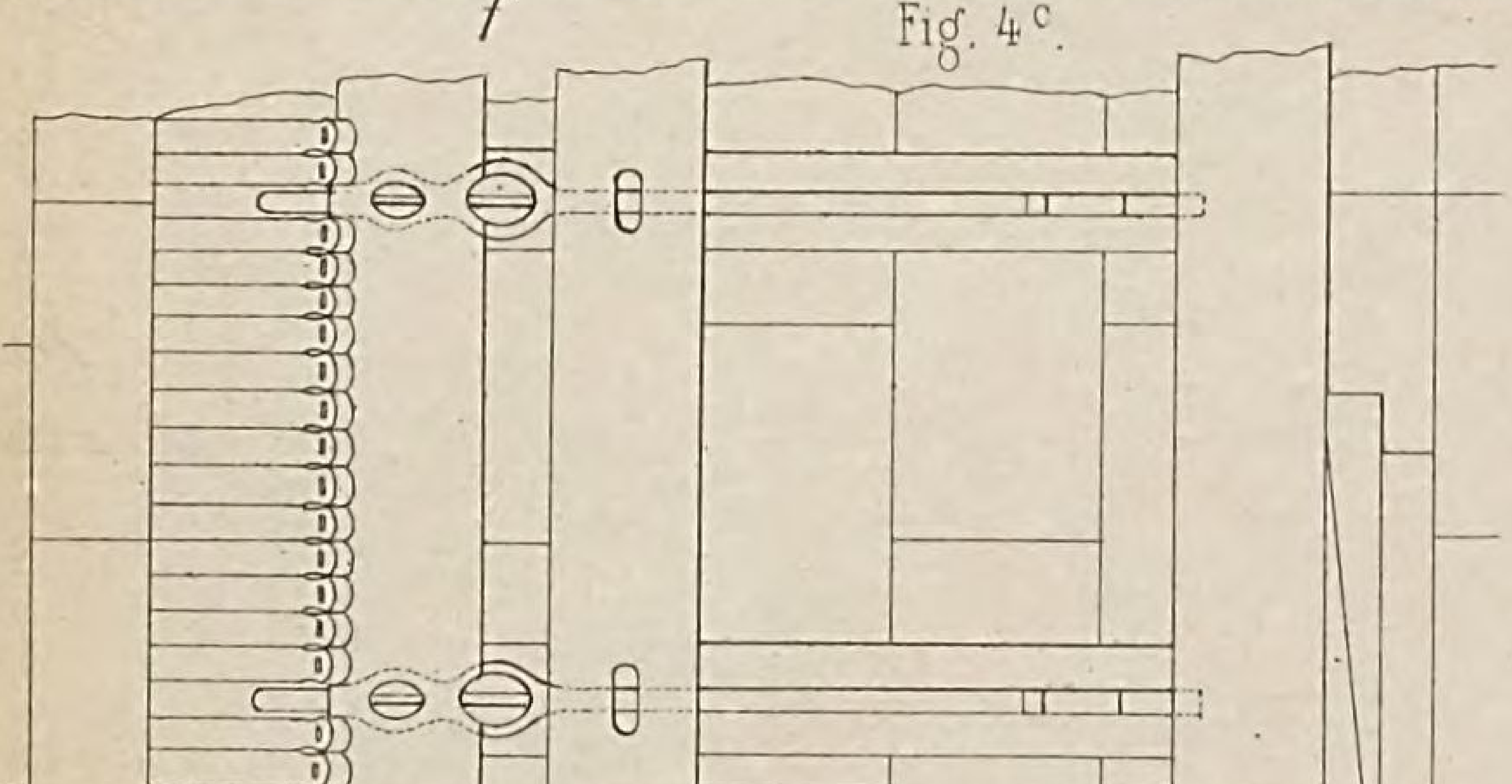


Fig. 6 a-g. Verbesserte Konstruktion der

Fig. 6b.

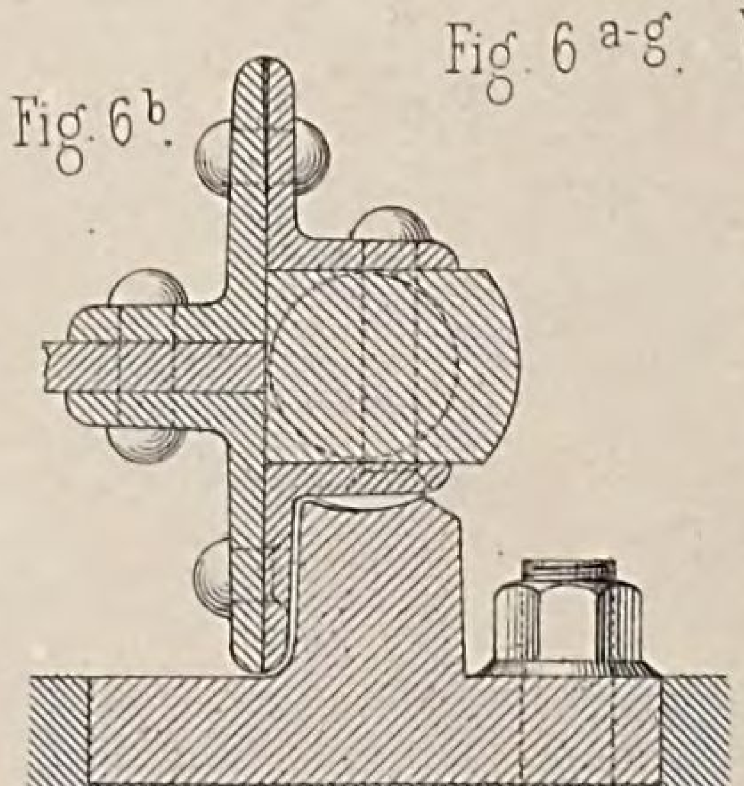


Fig. 6 b u. c. Schnitt l m.

Fig. 6c.

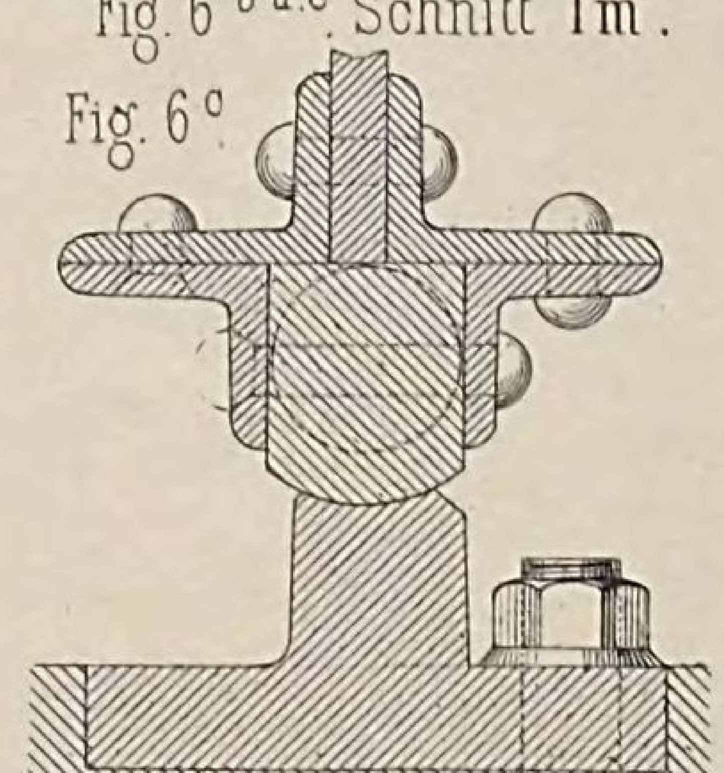
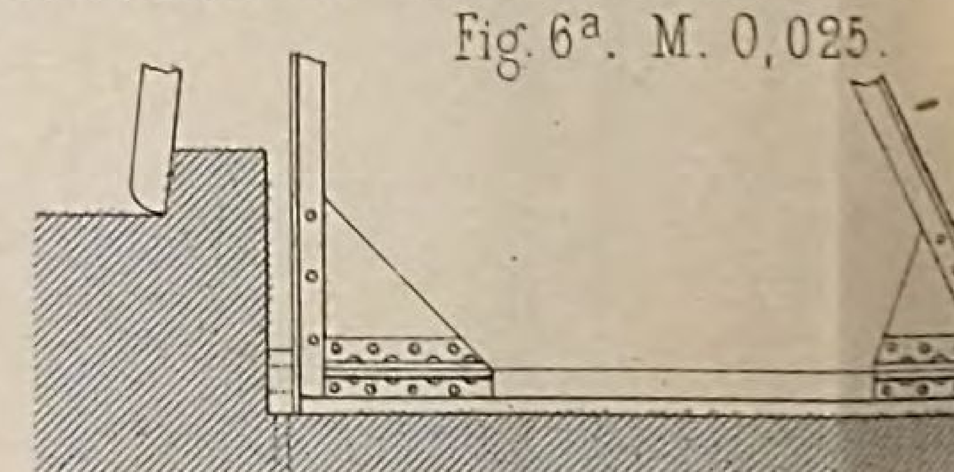


Fig. 6a. M. 0,025.



Maasstab

Fig. 6d.

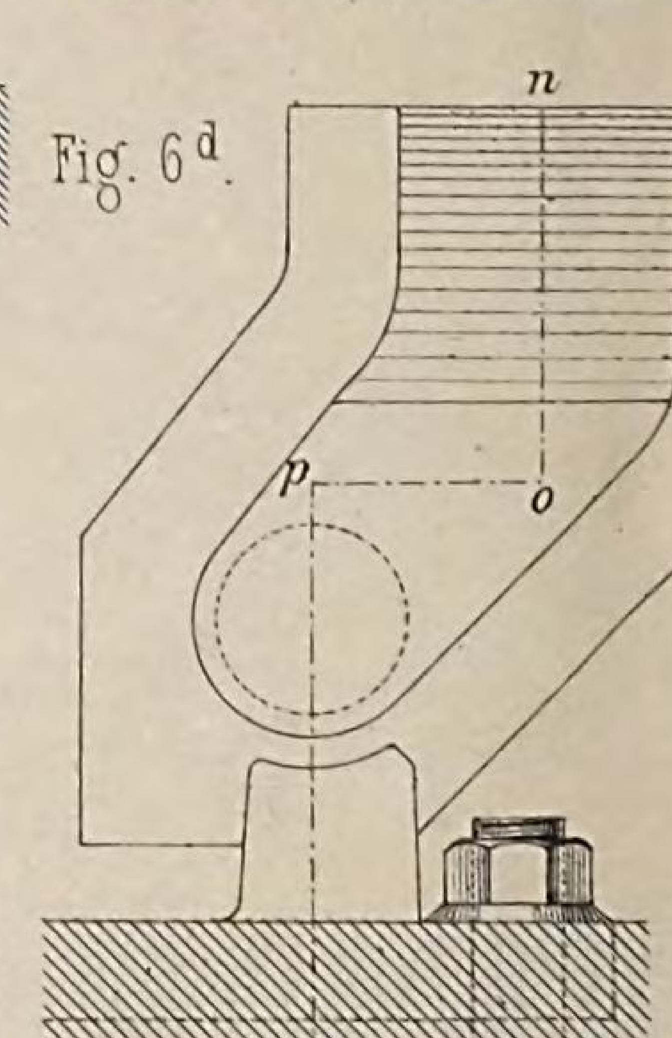



Fig.
Zapfe
mit Sti
Fig
Schnitt



Bewegliche Wehre.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

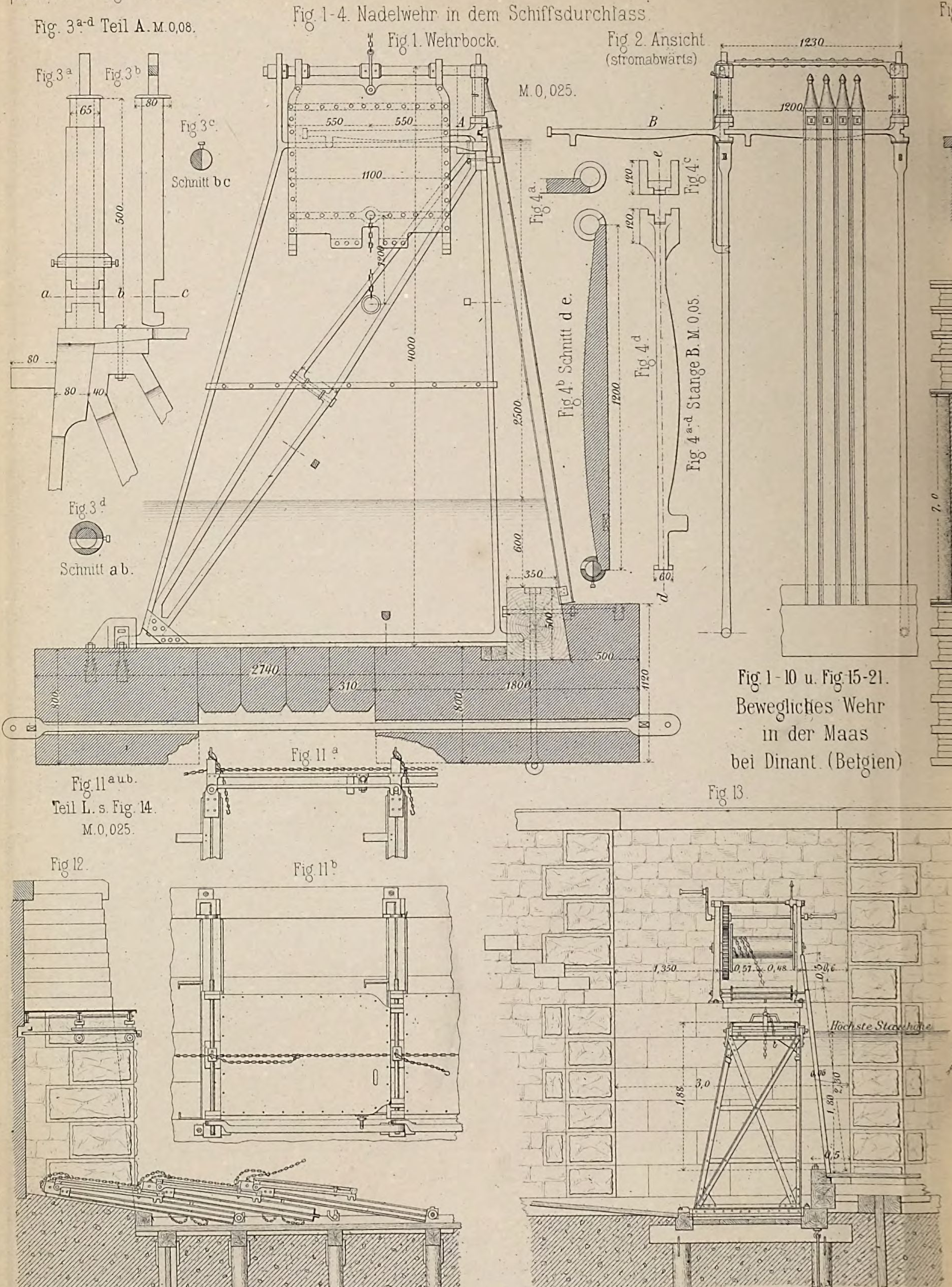


Fig. 1-10 u. Fig. 15-21.
Bewegliches Wehr
in der Maas
bei Dinant. (Belgien)

Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Bewegliche Wehre.


Fig. 1a-d. Klappenwehr von Thenard.

Fig. 1a. Ansicht der Oberwasserseite.

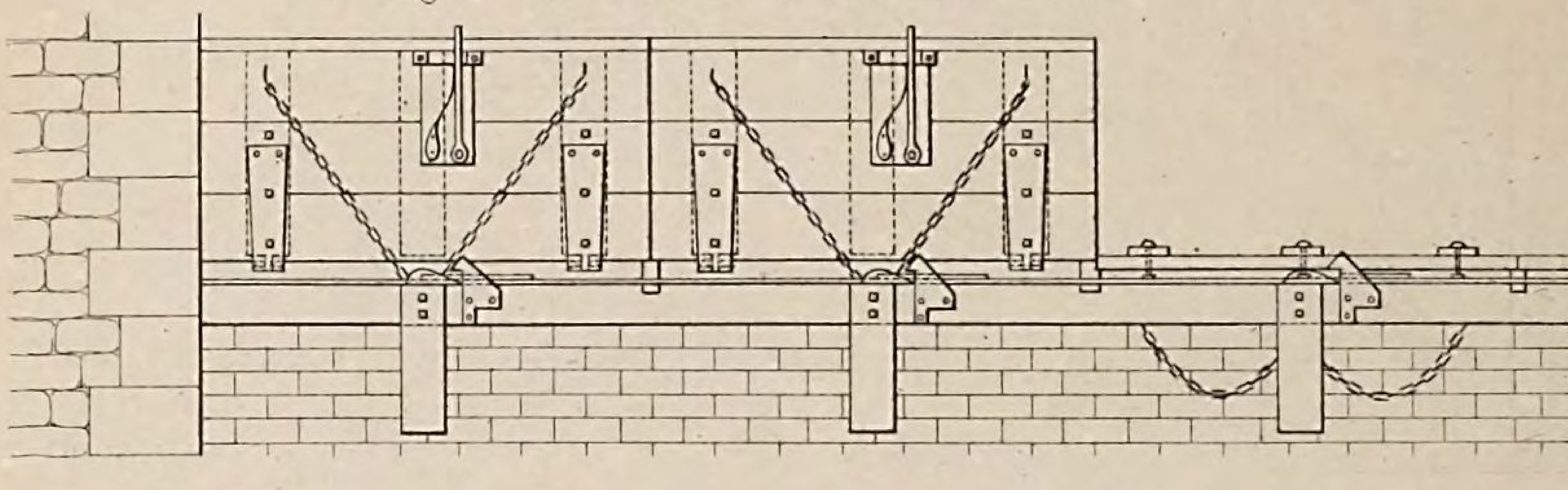


Fig. 1b Grundriss.

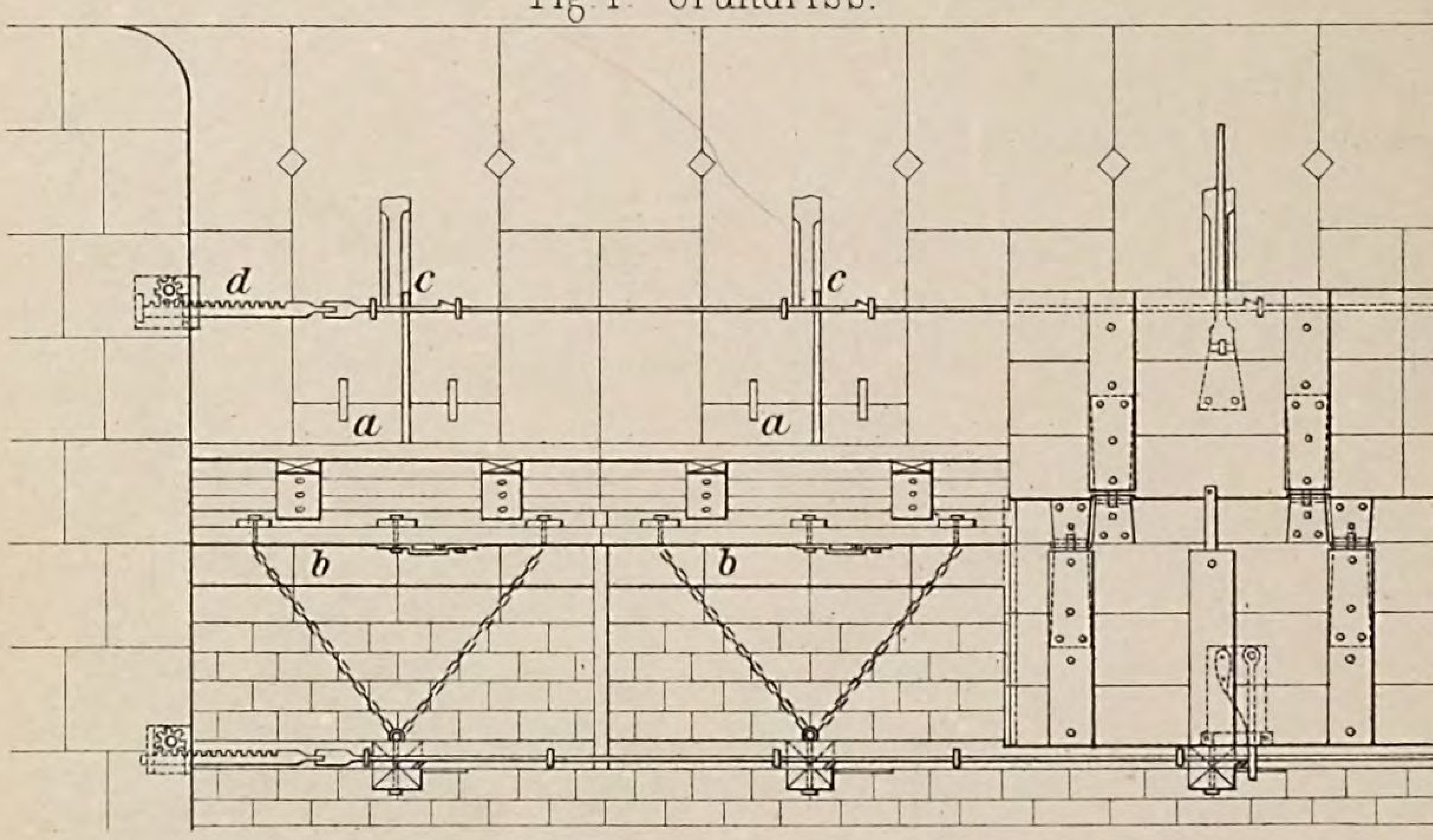


Fig. 1c Geschlossenes Wehr.

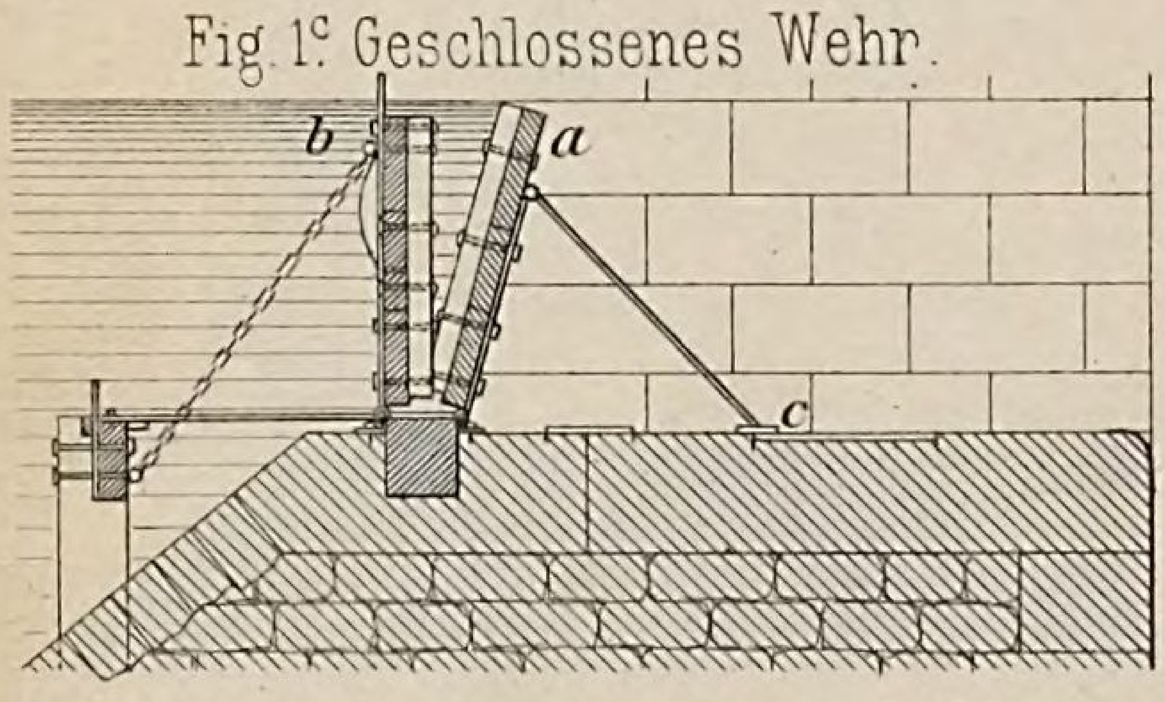


Fig. 1d
Geöffnetes Wehr.

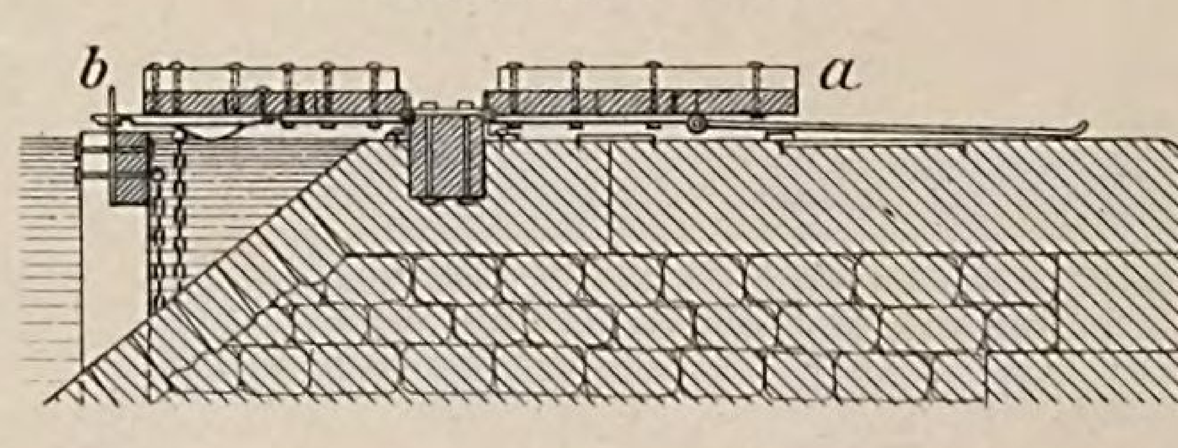


Fig. 3a-c.
Trommelwehr
bei Dammery.

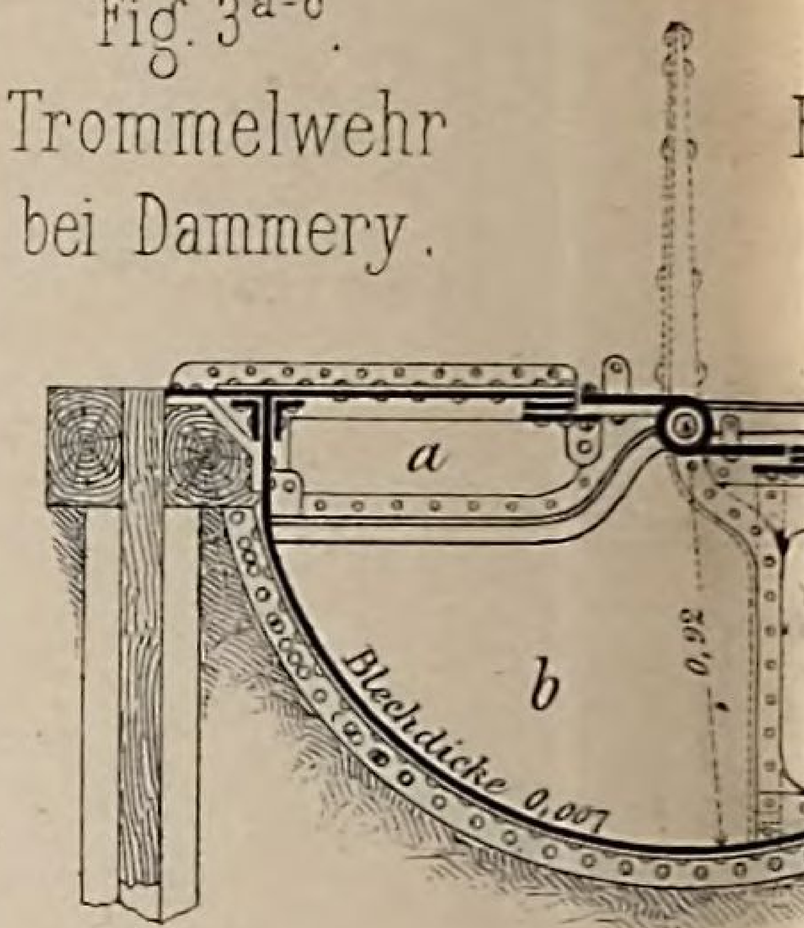


Fig. 4 a u b. Trommel

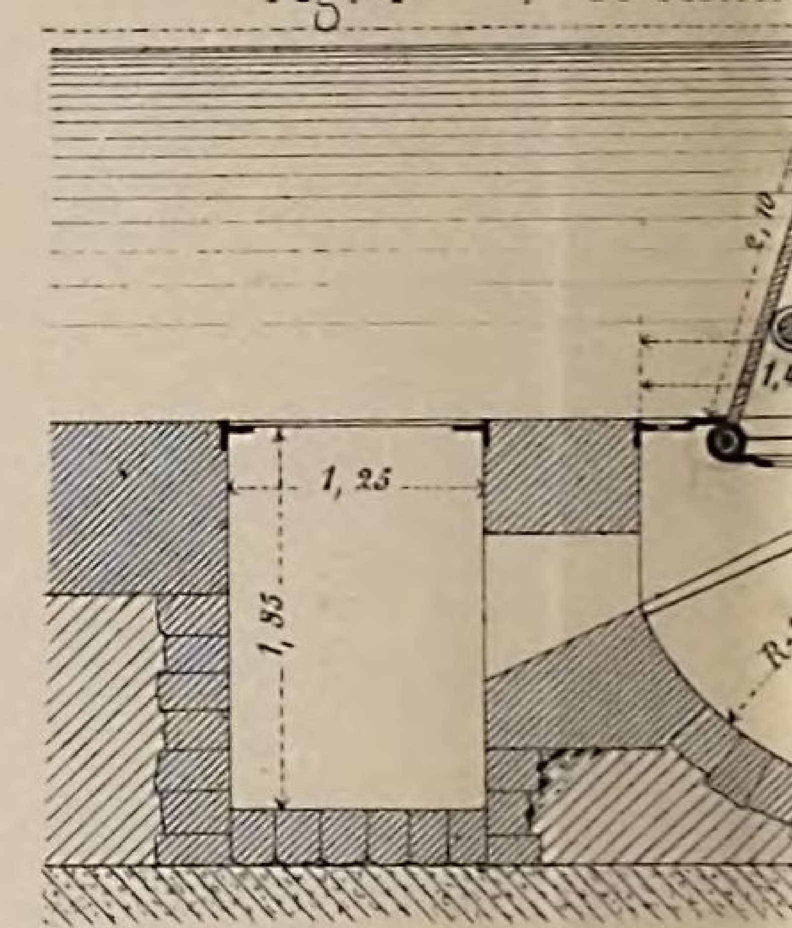
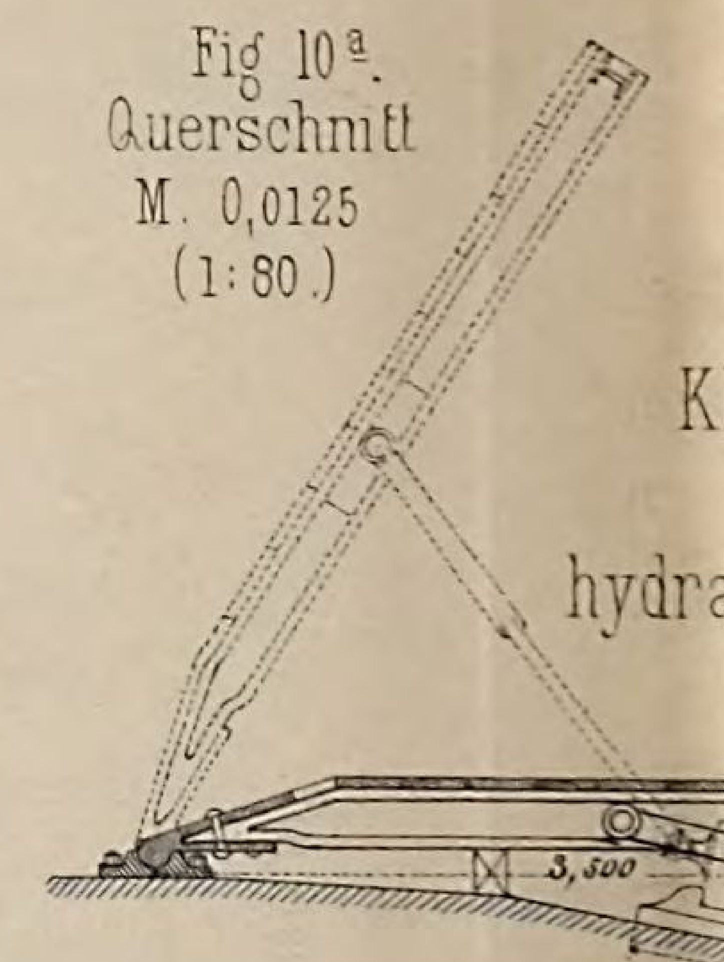


Fig 10a.
Querschnitt
M. 0,0125
(1:80.)



Kl
hydrau

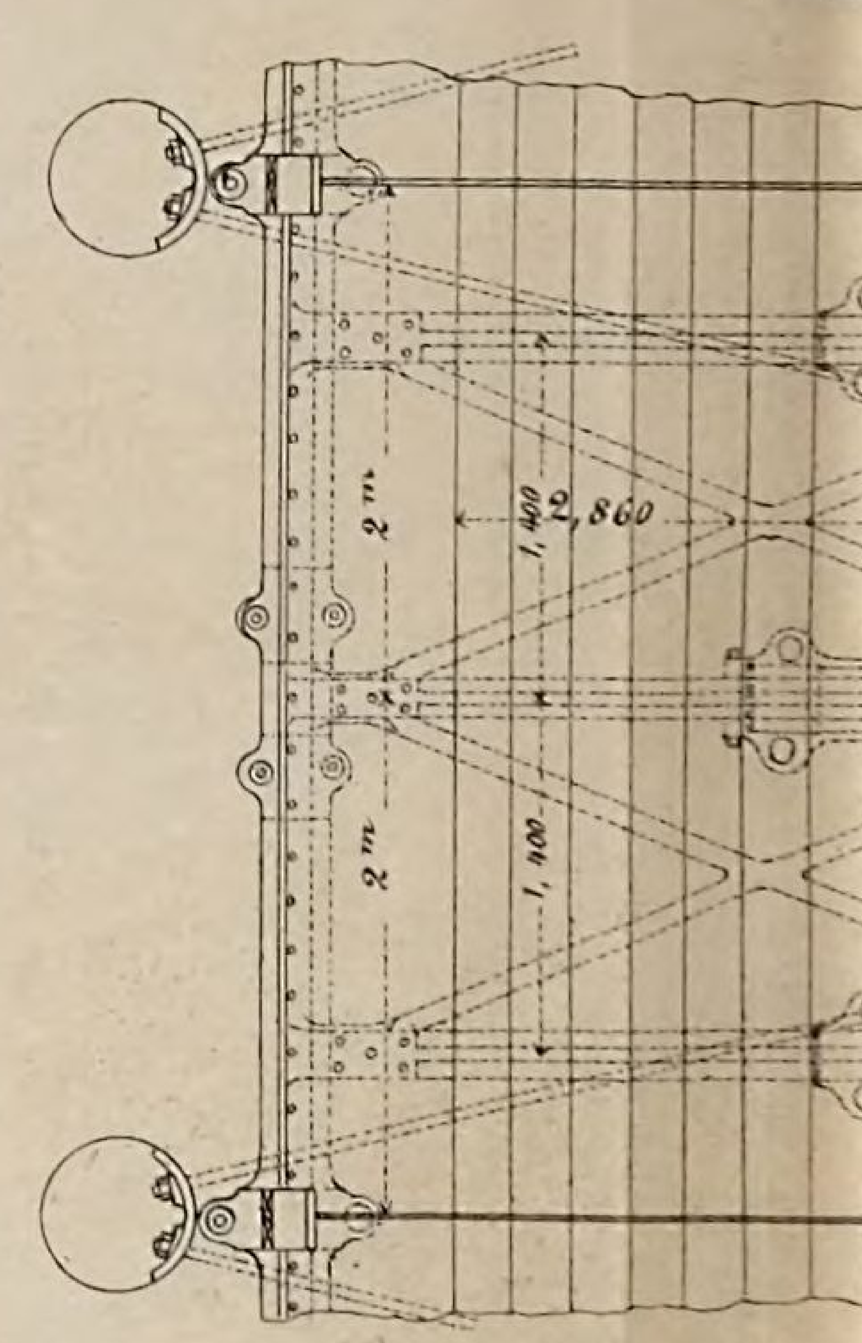


Fig. 2. Klappen mit vertikaler Axe.

Fig. 2a. Ansicht. (stromaufwärts)

M. 0,0067. (1:150.)

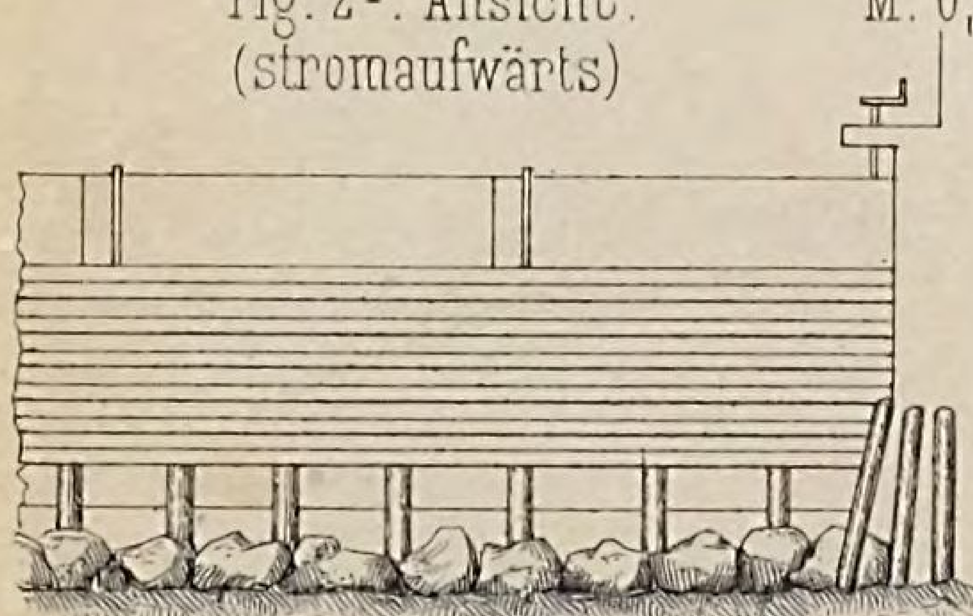


Fig. 2b. Querschnitt.

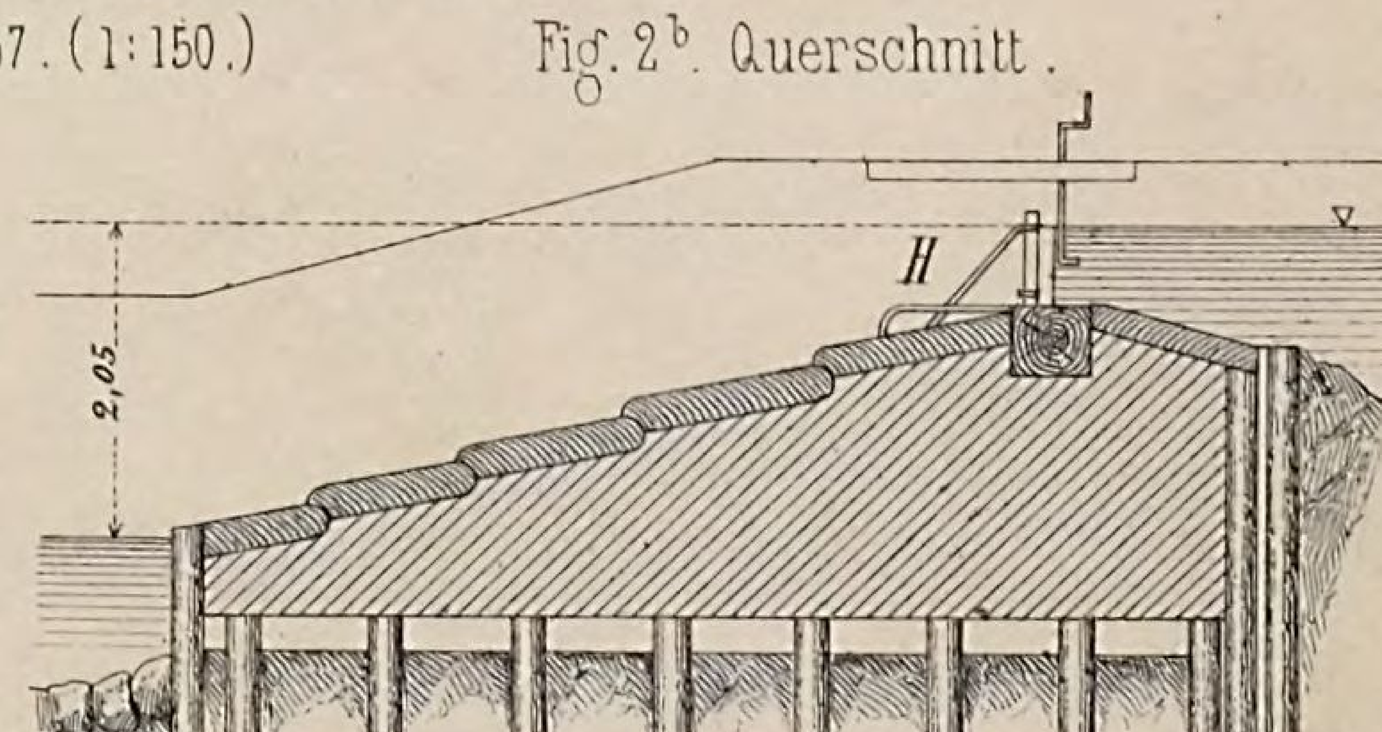


Fig. 2c. Grundriss.

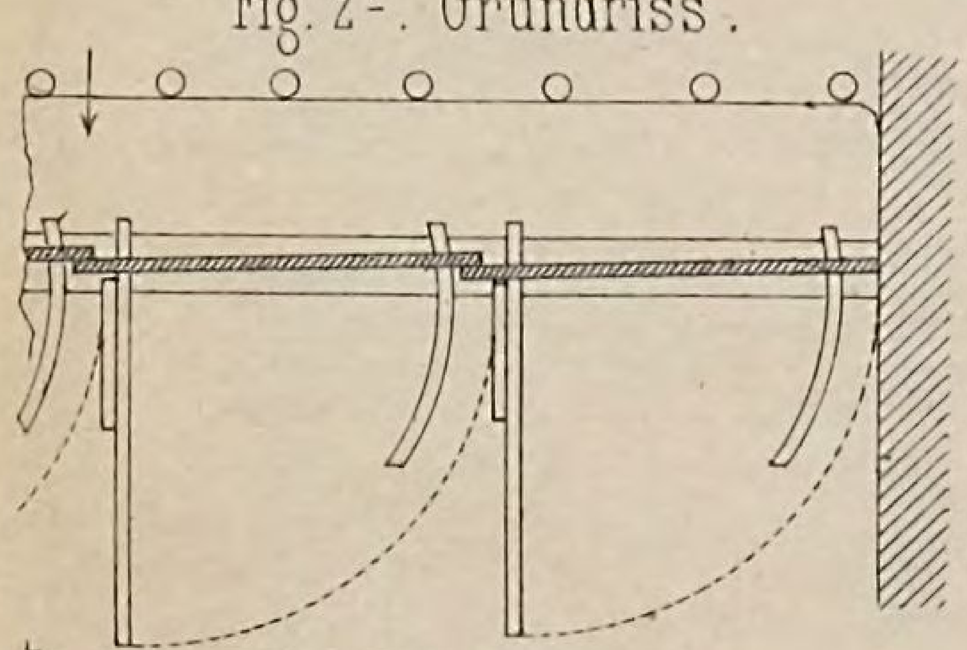


Fig. 2d. Teil H.
M. 0,015.

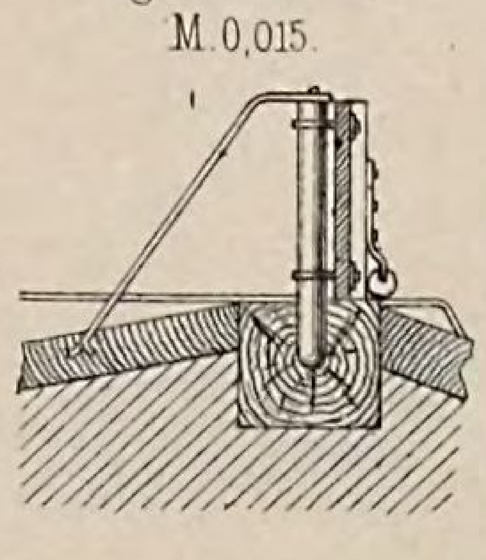
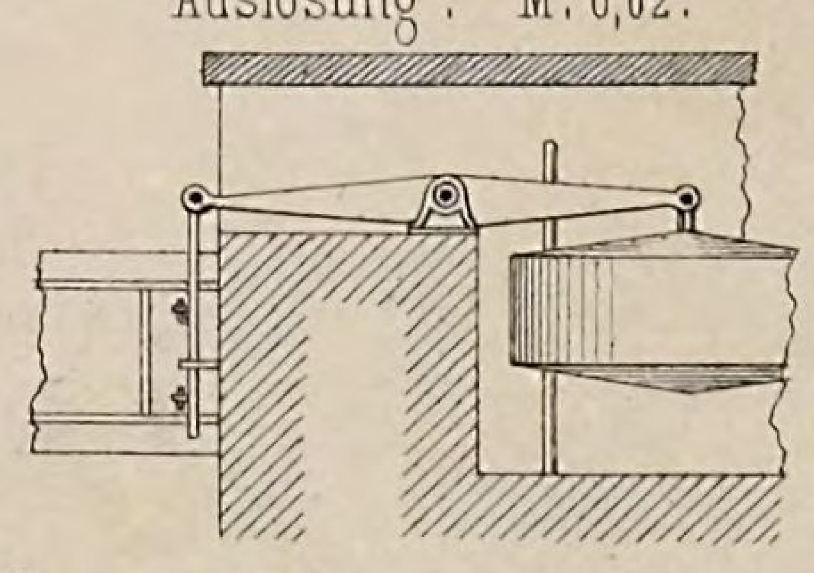



Fig. 2e. Selbstwirkende Auslösung. M. 0,02.



Bewegliche Wehre.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.
Verlag v. Wilh. Engelmann, Leipzig.

Fig. 1a-d. Schützenwehr bei Pretzien.

Fig. 1a. Querschnitt.

M. 0,0125 (1:80).

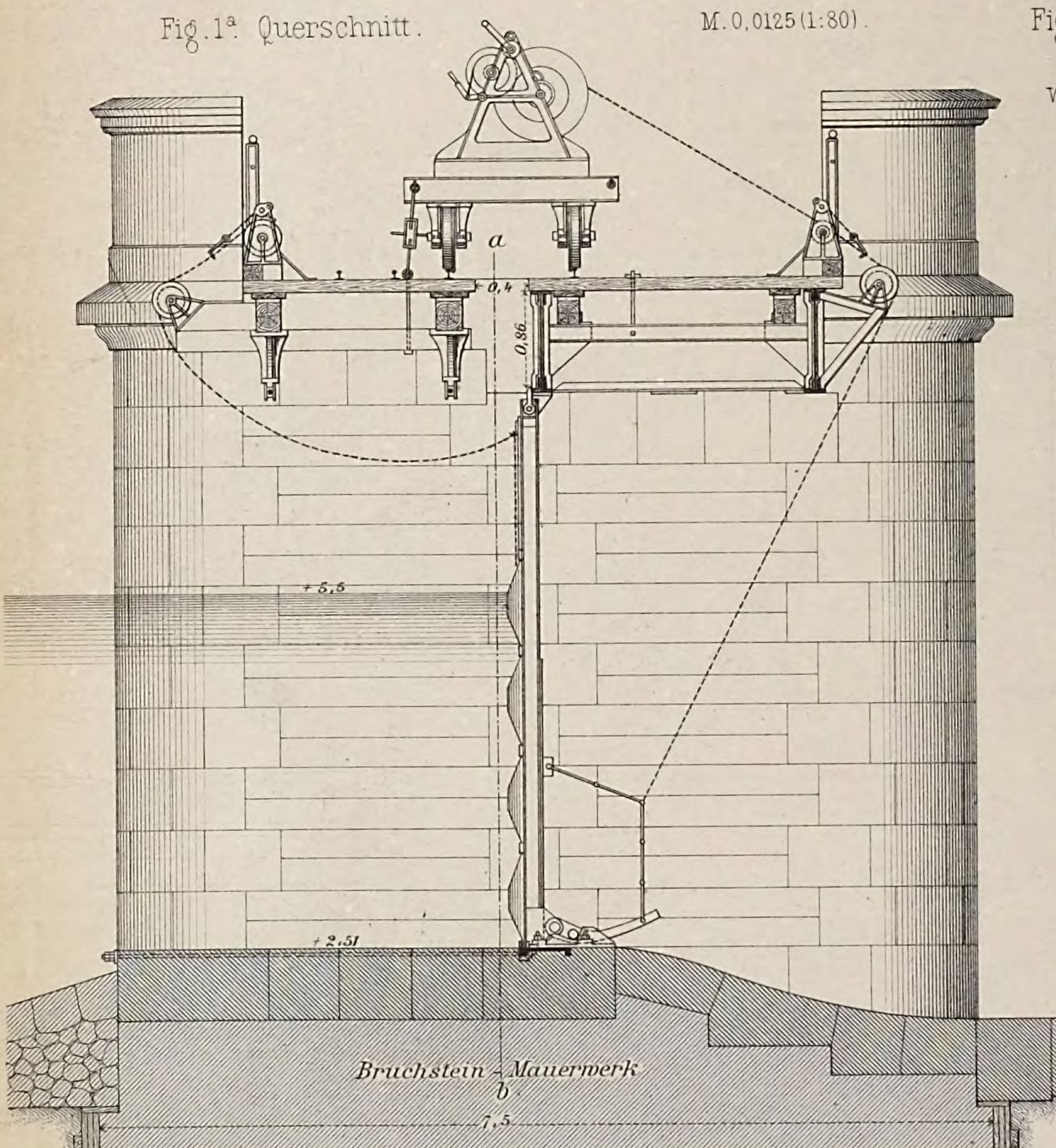


Fig. 1b. Ansicht der Unterwasserseite.

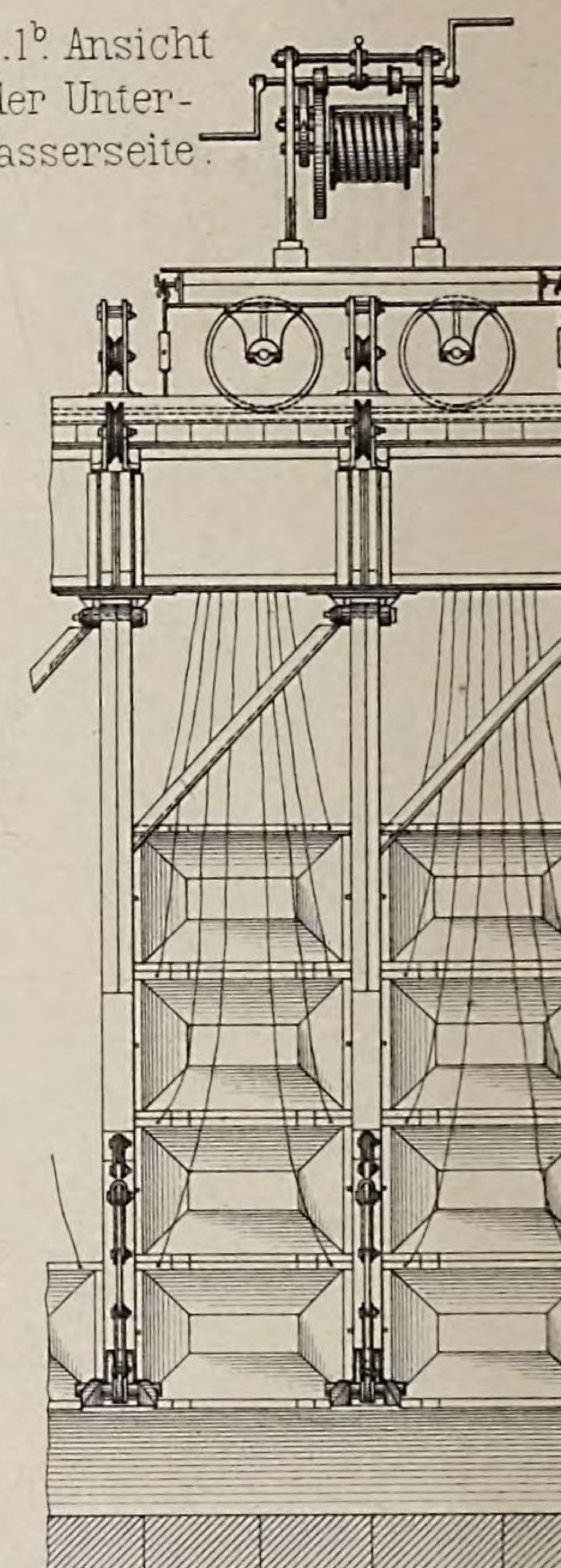


Fig. 1c u. d. Fangvorrichtung der Losständer.

M. 0,05.

Fig. 1c. Grundriss.

Fig. 1d.

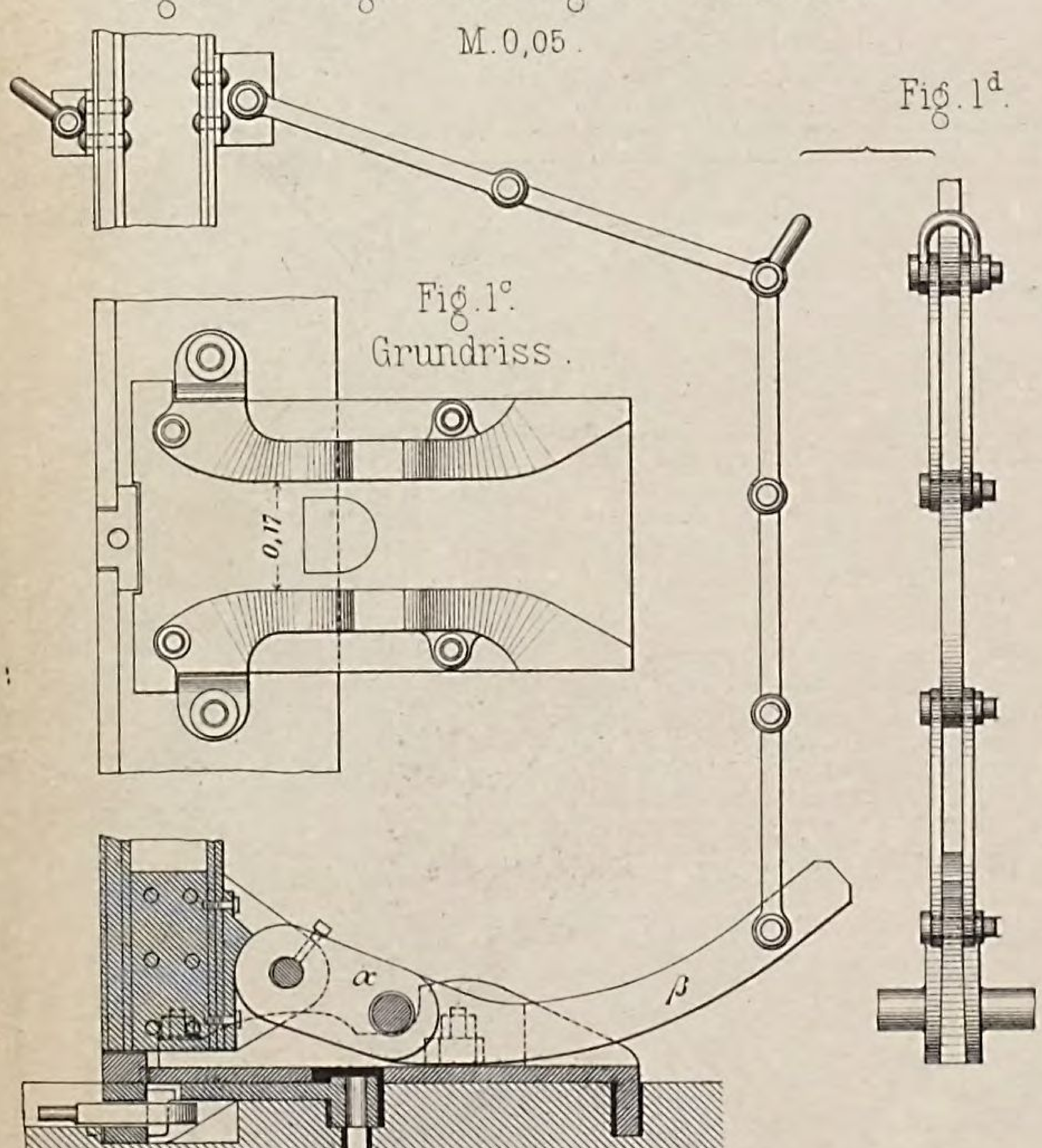
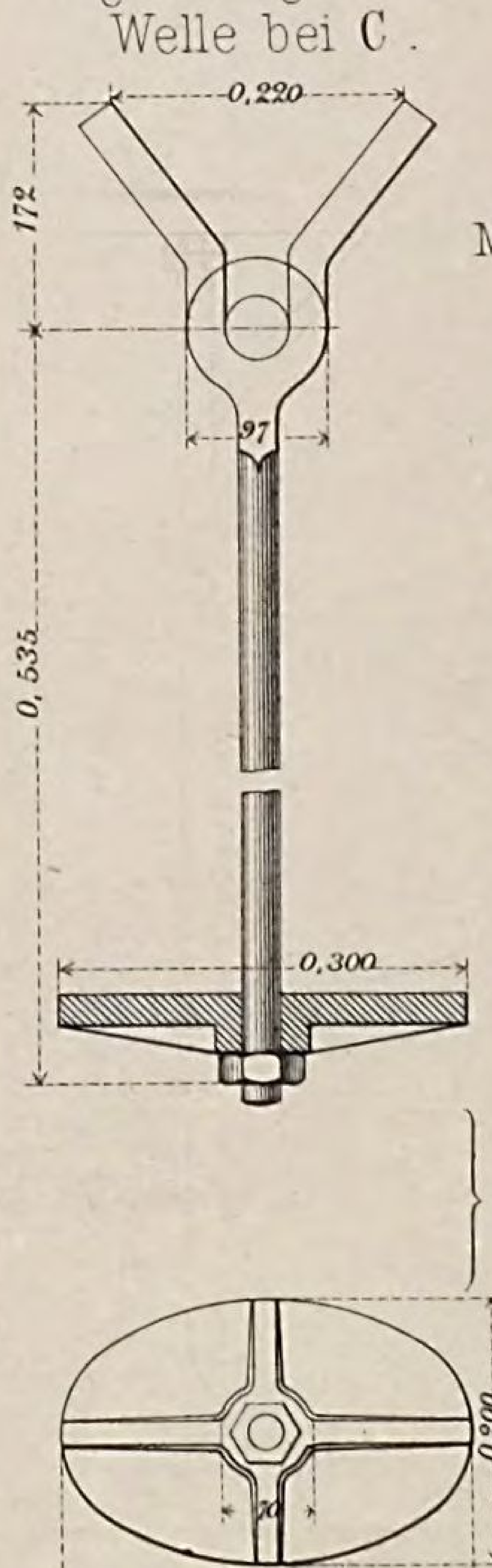


Fig. 2c. Lager der Welle bei C.



M. 0,08.

Fig. 2d. Grundanker.

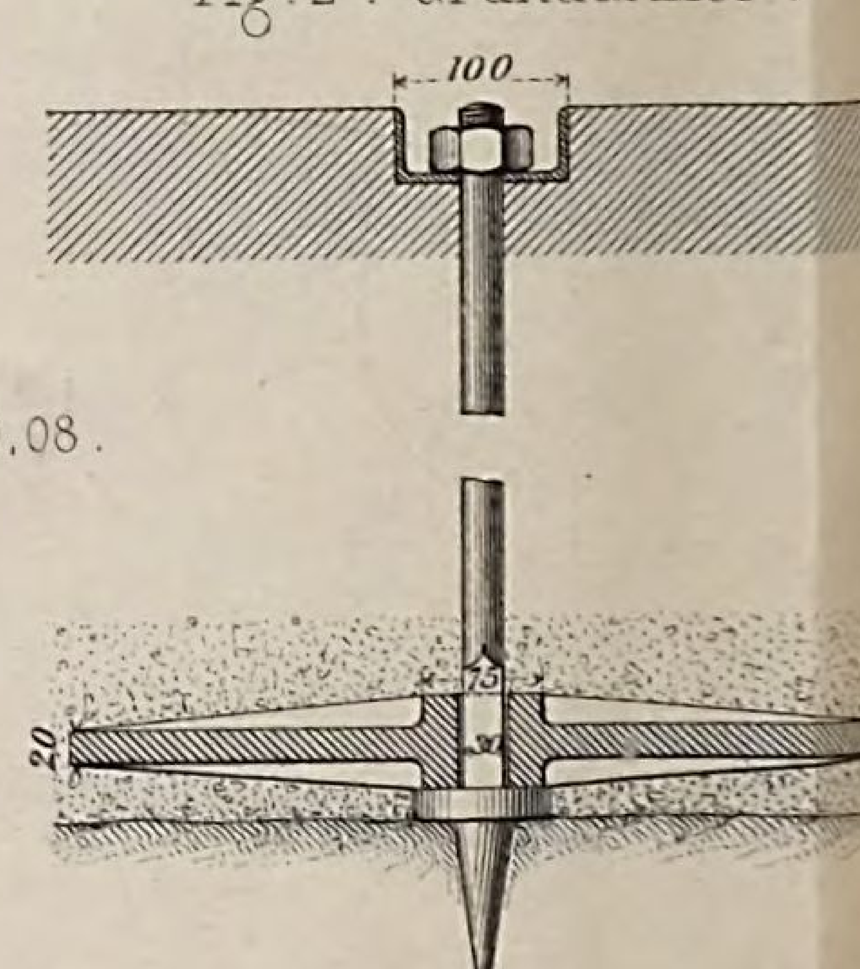
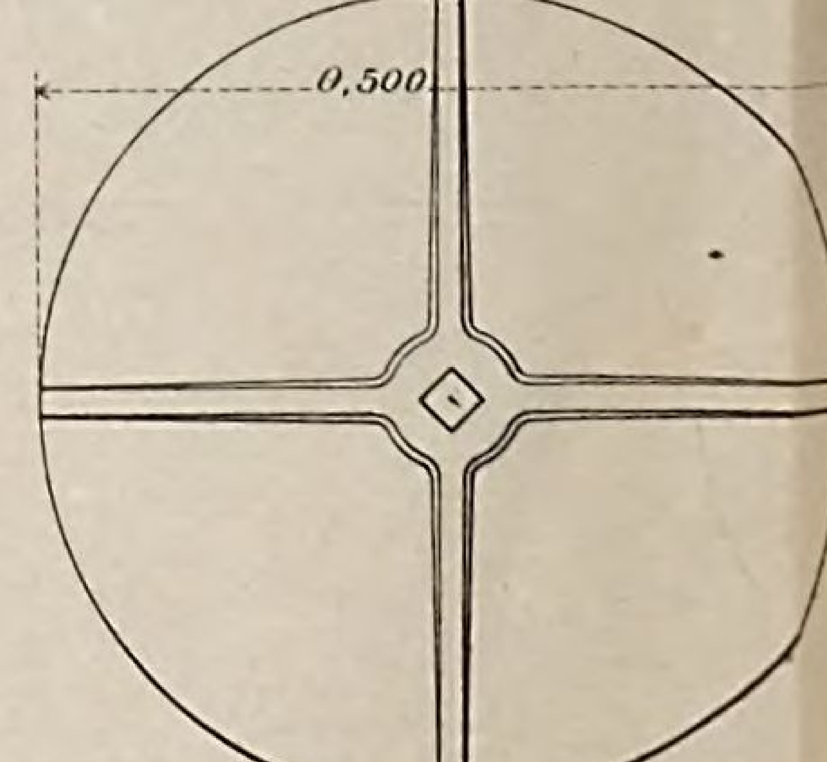



Fig. 2e. Gufseiserne Scheibe.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.

Bewegliche Wehre.



Lith. Anst. v. F. Wirtz, Darmstadt.
Verlag v. W. Engelmann, Leipzig.

BIBLIOTHECA
REGIA
MONACENSIS

Verlag von **Wilhelm Engelmann** in Leipzig.

HANDBUCH
der
INGENIEURWISSENSCHAFTEN
Lex. 8°.

Erster Band: **Vorarbeiten, Erd-, Strassen-, Grund- und Tunnelbau,**
herausgegeben von
Edmund Heusinger von Waldegg und **Eduard Sonne.**

Zweite vermehrte Auflage.

Erste Abteilung: Vorarbeiten. Einfluss des Betriebes auf das Alignement. Erd- und Felsarbeiten, sowie Bauleitung. 1883. geh. ℳ 16.—, geb. ℳ 19.—.
Zweite Abteilung: Konstruktion der Stütz- und Futtermauern. Straßen- und Grundbau. 1884. geh. ℳ 22.—, geb. ℳ 25.—.
Dritte Abteilung: Erdrutschungen. Tunnelbau. 1887. geh. ℳ 18.—, geb. ℳ 21.—.

Zweiter Band: **Der Brückenbau,**
herausgegeben von
Dr. Th. Schäffer, Th. Landsberg und **Ed. Sonne.**

Zweite vermehrte Auflage.

Erste Abteilung: Die Brücken im allgemeinen. Steinerne und hölzerne Brücken. Aquadukt- und Kanal-Brücken. Kunstformen des Brückenbaues. 1886. geh. ℳ 24.—, geb. ℳ 27.—.
Zweite Abteilung: Die eisernen Brücken im allgemeinen. Eiserne Balkenbrücken. 1890. geb. ℳ 22.—. geb. ℳ 25.—.
Dritte Abteilung: Bewegliche Brücken. 1888. geh. ℳ 8.—, geb. ℳ 11.—.
Vierte Abteilung: Eiserne Bogenbrücken und Hängebrücken. 1888. geh. ℳ 10.—, geb. ℳ 13.—.
Fünfte Abteilung: Eiserne Brückenpfeiler. Ausführung und Unterhaltung eiserner Brücken. 1889. geh. ℳ 10.—, geb. ℳ 13.—.

Dritter Band: **Der Wasserbau,**
herausgegeben von
L. Franzius, A. Frühling, J. Schlichting und **Ed. Sonne.**

Erste Abteilung. Dritte vermehrte Auflage.

1. Hälfte: Voruntersuchungen, Binnengewässer, Stauwerke. 1892. geh. ℳ 14.—, geb. ℳ 17.—.
2. Hälfte: Wasserversorgung und Entwässerung der Städte (unter der Presse).

Zweite Abteilung. Dritte vermehrte Auflage (in Vorbereitung).

1. Hälfte: Binnenschiffahrt. Flussregulierung. Landwirtschaftlicher Wasserbau.
2. Hälfte: Schleusen. Schiffahrtskanäle.

Dritte Abteilung. Zweite vermehrte Auflage.

Wasserbau am Meere und in Strommündungen. 1884. geh. ℳ 24.—, geb. ℳ 27.—.

Vierter Band: **Die Baumaschinen,**
unter Mitwirkung von **L. Franzius** herausgegeben von **F. Lincke.**

Erste Abteilung: Kraftmaschinen. Triebwerke. Wasserhebemaschinen. Baggermaschinen. Rammen und zugehörige Hilfsmaschinen. 1883. geh. ℳ 24.—, geb. ℳ 27.—.
Zweite Abteilung: Hilfsanlagen für den Materialtransport und die Errichtung von Hochbauten. Apparate und Maschinen für die Herstellung von Tiefbohrlöchern. Gesteinsbohrmaschinen. Abbohren von Schächten. Schräm- und Schlitzmaschinen. Tunnelbohrmaschinen. 1885. geh. ℳ 22.—, geb. ℳ 25.—.
Dritte Abteilung: Gewinnung und Bearbeitung von Bausteinen. Maschinen und Apparate zum Arbeiten unter Wasser. Hebemaschinen. Maschinelle Hilfsmittel für Brückenbauten. Mörtelmaschinen. Maschinen für den Bau und die Unterhaltung der Straßen. Hilfsmittel und Verfahren der Materialprüfung. 1890. geh. ℳ 27.60, geb. ℳ 30.60.
Anhang: Die Elektrotechnik in ihrer Anwendung auf das Bauwesen. Bearbeitet von **H. Görges**, Ingenieur von Siemens & Halske in Berlin, und **K. Zickler**, Ingenieur, Privatdocent an der k. k. Techn. Hochschule in Wien. 1890. geh. ℳ 6.—, geb. ℳ 8.—.

In Vorbereitung befindet sich:

Fünfter Band: **Der Eisenbahnbau,**
ausgenommen: **Vorarbeiten, Unterbau und Tunnelbau.**

Druck von Breitkopf & Härtel in Leipzig.

Спецш.

Bayerische StaatsBibliothek
Münchener DigitalisierungsZentrum Digitale Bibliothek

Bubendey, Johann Friedrich, 1848-1919 / Franzius, Ludwig, / Bubendey, Johann Friedrich,

Der Wasserbau

Bd.: 1,1

Leipzig 1892

A.hydr. 47 zb-3,1,1
urn:nbn:de:bvb:12-bsb11538602-4